

# ARMIERTER BETON.

1913. JUNI.

## INHALT:

Die Berechnung des Trägers auf mehreren Stützen, mit gleichem und veränderlichem Querschnitt, mit frei drehbaren oder eingespannten Stützen. Von Professor A. Hertwig (Aachen). S. 219.  
Neue Runderlässe. Wünschenswerte Änderung der bestehenden Vorschriften für Eisenbeton. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 228.  
Die Festhalle in Breslau. Von Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau) und Direktor Dr.-Ing. Gehler (Dresden). (Fortsetzung von S. 191 und Schluß.) S. 231.  
Hallenbinderkonstruktion im Dampfsägewerk Koch, Eislingen (Württemberg). Von Dipl.-Ing. P. Noack (Stuttgart). S. 240.

Der Einfluß von Kanonenschüssen auf Eisenbeton und Bruchsteinbauten. S. 246.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 246.

Wirtschaftliche Rundschau. S. 252.

Zuschriften an die Schriftleitung: Verwendung der Diatomeenerde als Puzzolane. Von Oberingenieur A. Poulsen (Lemvig). S. 253. — Nochmals „Die Diatomeenerde eine Puzzolane?“ Von Dr.-Ing. Anton Hambloch (Andernach a. Rh.). S. 255.

Verschiedene Mitteilungen. S. 258. — Neue Bücher. S. 258.

## DIE BERECHNUNG DES TRÄGERS AUF MEHREREN STÜTZEN, MIT GLEICHEM UND VERÄNDERLICHEM QUERSCHNITT, MIT FREI DREHBAREN ODER EINGESPANNTEN STÜTZEN \*).

Von Prof. A. Hertwig (Aachen).

### Vorbemerkung \*\*).

Der Träger auf mehreren Stützen hat von jeher eine besondere Anziehungskraft auf die Statiker ausgeübt. Es sind viele Wege bekannt, auf denen man ihn graphisch oder analytisch berechnen kann. Die Lehrbücher der Statik zählen die Arbeiten auf. Trotzdem soll hier noch ein Weg angegeben werden, der vielleicht manche Vorteile bietet, wenn es sich um vollwandige Gebilde z. B. aus Eisenbeton handelt, und wenn man die Zahlenrechnung bevorzugt.

Wir werden bei diesem Verfahren natürlich auf viele bekannte Eigenschaften des „kontinuierlichen“ Trägers stoßen, doch werden diese vielleicht in anderer Beleuchtung und in neuen Zusammenhängen erscheinen.

Will man die statisch überzähligen Größen in geschlossenen Formeln gewinnen oder ihre Einflußlinien unmittelbar als Biegelinien zeichnen, so sucht man bekanntlich jede statisch überzählige Größe möglichst aus je einer Gleichung mit einer Unbekannten zu ermitteln.

Wählt man die Stützenmomente als Unbekannte, so entstehen beim Träger auf starren, frei drehbaren Stützen die sogenannten Clapeyron-

schen Gleichungen, von denen die erste und letzte im Gleichgewichtssystem je 2 Unbekannte, alle übrigen 3 Unbekannte besitzen, und zwar haben zwei aufeinanderfolgende Gleichungen immer nur zwei Unbekannte gemeinsam.

Für die Auflösung dieser Gleichungen haben Mohr, Müller-Breslau u. a. Verfahren angegeben.

In der Zeitschrift für Bauwesen 1910 hat der Verfasser gezeigt, wie man durch andere Wahl der statisch überzähligen Größen ohne weitere Transformation der Gleichungen sofort Elastizitätsgleichungen mit nur einer Unbekannten gewinnen kann.

Fernerhin hat Müller-Breslau, der, soweit mir bekannt, zuerst die statisch unbestimmten Hauptsysteme in die Rechnung eingeführt hat, in Bd. II Abteil. II (1908) der Graphischen Statik S. 93 darauf hingewiesen, daß man bei Benutzung statisch unbestimmter Hauptsysteme in einfacher Weise für einen Stützendruck die Einflußlinie sofort als Biegelinie aufzeichnen kann.

An die ebengenannte Arbeit in der Zeitschrift für Bauwesen knüpft die vorliegende an und wird zugleich die Benutzung der statisch unbestimmten Hauptsysteme weiter ausbauen.

Der Träger auf mehreren frei drehbaren Stützen.

### § 1. Die Clapeyronschen Gleichungen und die Festpunkte.

Wir betrachten einen Stab mit Stützen, die keine senkrechten Verschiebungen ausführen können.

\*) Zunächst als Manuskript gedruckt für die Teilnehmer des Kurses für Statik und Eisenbeton an der Königl. Technischen Hochschule in Aachen Herbst 1912.  
\*\*) Die Verfahren dieser Arbeit sind zuerst im Kursus für Statik und Eisenbeton im Oktober 1912 an der Technischen Hochschule zu Aachen vorgetragen worden und in den umgedruckten Vorträgen teilweise wiedergegeben.

Als statisch überzählige Größen werden zunächst die Stützenmomente gewählt. Die Momentenfläche infolge der Belastung  $X_s = -1$  erstreckt sich über die zwei am Auflager  $s$  liegenden Öffnungen (s. Fig. 2). Es decken sich also die Momentenflächen infolge der Belastungszustände

$$X_{s-1} = X_s = X_{s+1} = -1$$

und zwar im Felde  $l_s$  und  $l_{s+1}$ . Das System der Gleichungen ergibt sich, da

$$\delta_{st} = \int M_s M_t \frac{ds}{EJ}$$

st, in folgender Form:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 \\ \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3 \\ \vdots \\ \delta_{s(s-1)} X_{s-1} + \delta_{ss} X_s + \delta_{s(s+1)} X_{s+1} \\ \vdots \\ \delta_{(n-1)(n-2)} X_{n-2} + \delta_{(n-1)(n-1)} X_{n-1} + \delta_{(n-1)n} X_n = \delta_{m(n-1)} \\ \delta_{n(n-1)} X_{n-1} + \delta_{nn} X_n = \delta_{mn}, \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

oder schematisch dargestellt:

	1	2	s-1	s	s+1	n-1	n	$\delta_{m(s-1)}$	$\delta_{m(n-1)}$
1	—	—						0	0
2	—	—	—					0	0
s-1		—	—	—				$\delta_{m(s-1)}$	0
s			—	—	—			$\delta_{ms}$	0
s+1				—	—	—		0	$\delta_{m(s+1)}$
n-1					—	—	—	0	$\delta_{m(n-1)}$
n						—	—	0	0

Fig. 1.

Eine weitere Eigentümlichkeit des Systems liegt in dem Einfluß der Lasten  $P$ , die nur in einer Öffnung angreifen. Eine Last  $P = 1$  im Felde  $l_s$  hat eine Momentenfläche  $M_0$ , die sich nur über die Öffnung  $l_s$  erstreckt. Daher können nur die  $\delta_{m(s-1)}$  und die  $\delta_{ms}$  von Null verschieden sein.

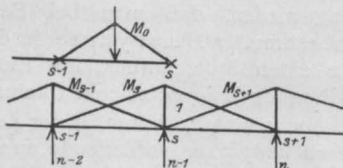


Fig. 2.

Belaste ich links von  $n-1$ , dann wird  $\delta_{mn} = 0$  (s. Fig. 1 u. 2). Aus der letzten Gleichung kann ich dann das Verhältnis

$$\frac{X_{n-1}}{X_n} = - \frac{\delta_{nn}}{\delta_{n(n-1)}} = -z_{nr}$$

berechnen, das unabhängig ist von der Art und Lage der Lasten links von  $n-1$ . Lasse ich die Lasten nacheinander aus den Öffnungen  $l_{n-1}$ ,  $l_{n-2}$  usw. nach links herausrücken, so entstehen weitere homogene Gleichungen, aus denen die Verhältnisse der  $X$  nacheinander errechnet werden können:

$$\frac{X_{n-2}}{X_{n-1}} = - \frac{\delta_{(n-1)(n-1)} - \delta_{(n-1)n} \frac{1}{z_{nr}}}{\delta_{(n-1)(n-2)}} = -z_{(n-1)r}$$

$$\frac{X_{s-1}}{X_s} = - \frac{\delta_{ss} - \delta_{s(s+1)} \frac{1}{z_{(s+1)r}}}{\delta_{s(s-1)}} = -z_{sr} \dots \dots (2)$$

Ist nun die erste Öffnung belastet, so ist nur  $\delta_{m1}$  von Null verschieden; aus der zweiten Gleichung des Systems erhält man  $z_{2r}$ . So hat man sämtliche Verhältnisse der  $X$  errechnet, die von der Belastung links vom Felde, zu dem ein Paar  $X_{s-1}$  und  $X_s$  gehört, unabhängig sind. Würde man nacheinander das erste, zweite bis  $n$ te Feld

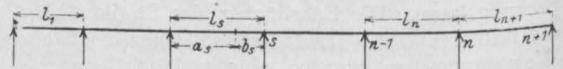


Fig. 3.

unbelastet lassen, so erhielte man eine zweite Reihe von Werten  $z_{sl}$ .

Durch diese Werte  $z$  sind feste Nullpunkte der Momentenfläche in den unbelasteten Öffnungen festgelegt, da sie geradlinig begrenzt sind, und die Verhältnisse  $\frac{X_{s-2}}{X_s} = -z_{sr}$  sind.

Diese Nullpunkte sind die bekannten von Mohr eingeführten „Fixpunkte“. Sie sind von der Art der Belastung in den belasteten Feldern unabhängig.

Mit Hilfe der Festpunkte oder der Werte  $z$  kann man nun auf zwei Wegen zu Elastizitätsgleichungen mit einer Unbekannten gelangen. Zunächst wollen wir noch die Formeln für  $\delta_{st}$  und  $z_s$

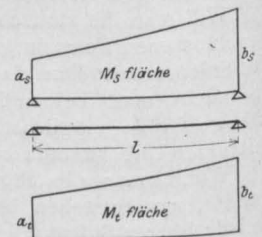


Fig. 4.

bei konstantem oder veränderlichem Querschnitt ableiten.

§ 2. Die Festwerte  $\alpha$  bei konstantem und veränderlichem Trägheitsmoment.

Die Anteile, die die einzelnen Öffnungen zu den  $d_{st}$  liefern, sind die  $\int_0^1 M_s M_t \frac{ds}{EJ}$  oder, mit  $EJ_c$  multipliziert, die  $\int_0^1 M_s M_t ds \cdot \frac{J_c}{J}$ .

Für konstantes  $J$  ergibt sich bei nebenstehenden Bezeichnungen (Fig. 4):

$$d_{st} = \left( \frac{a_s a_t + b_s b_t}{3} + \frac{a_s b_t + b_s a_t}{6} K \right) \frac{J_c}{J} \dots (3)$$

Unter den Fällen eines veränderlichen  $J$  wollen wir mit Rücksicht auf die fast einzige Anwendung des kontinuierlichen Trägers im Eisenbetonbau die dort übliche Veränderlichkeit berücksichtigen.

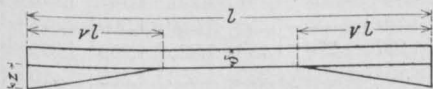


Fig. 5.

Dort werden die Träger an den Enden durch, meist geradlinig begrenzte, Vouten verstärkt. Eine annähernd parabolische Begrenzung der Vouten wäre auch leicht zu berücksichtigen; doch wollen wir uns hier in den Formeln auf die geradlinigen beschränken (s. Fig. 5).

Auch wollen wir nur den wichtigsten Fall gleicher Vouten an beiden Enden durchführen, obwohl der allgemeine Fall auch leicht zu behandeln ist.

Für eine Voute ergibt sich (s. Fig. 6):

$$J_0 = \int_0^{\nu} \frac{d\xi}{(k_1 - k_2 \xi)^3} = \frac{\nu}{2} \cdot \frac{2 + \mu}{(1 + \mu)^2}$$

$$J_1 = \int_0^{\nu} \frac{\xi d\xi}{(k_1 - k_2 \xi)^3} = \frac{\nu^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \mu}$$

$$J_2 = \int_0^{\nu} \frac{\xi^2 d\xi}{(k_1 - k_2 \xi)^3} = \frac{\nu^3}{3} \cdot \frac{\mu^2 - 2\mu + 2 \ln(1 + \mu)}{\mu^3}$$

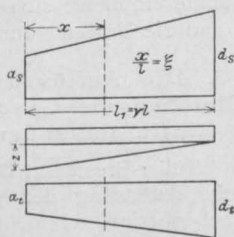


Fig. 6.

Bei dieser Veränderlichkeit der Trägheitsmomente gehen die Formeln für  $d_{st}$  über in:

$$d_{st} = \left( \frac{a_s a_t + b_t b_t}{3} K + \frac{a_s b_t + b_s a_t}{6} K_{ab} \right) \frac{J_c}{J} \dots (4)$$

Die Konstanten  $K$  und  $K_{ab}$  sind nur Funktionen von den Verhältniszahlen  $\nu$  und  $\frac{z}{d} = \mu^*$ .

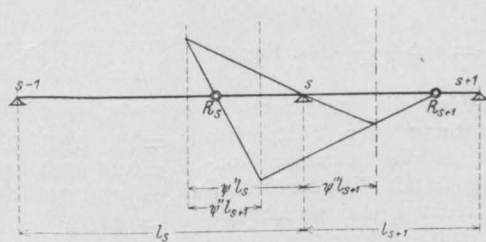


Fig. 7.

In den Tabellen auf S. 222 ist der Verlauf der Werte  $K$  und  $K_{ab}$  für verschiedene  $\mu$  und  $\nu$  eingetragen.

Mit Hilfe der Formeln (3) und (4) lassen sich die Beiwerte der  $X$  im Gleichungssystem (1) ausmitteln und die Werte  $\alpha$  anschreiben:

$$\alpha_{nr} = \frac{2(l_n + l_{n+1})}{l_n} \dots (5)$$

$$\alpha_{sr} = \frac{2(l_s + l_{s+1})}{l_s} \dots (6)$$

$$\lambda_s = \frac{2\alpha(s+1)r - 1}{2\alpha(s+1)r} \dots (7)$$

für konstantes  $J$ ;

und für veränderliches  $J$ :

$$\alpha_{nr} = \frac{2(l_n + l_{n+1})}{l_n \frac{K_{ab}}{K}} \dots (5a)$$

\*) Anmerkung:

$$J_3 = \int_0^{\nu} \frac{\xi^3 d\xi}{(k_1 - k_2 \xi)^3} = \frac{\nu^4}{2} \cdot \frac{\mu^3 - 3\mu^2 + 6\mu - 6(1 + \mu) \ln(1 + \mu)}{\mu^4}$$

$$\int M_s M_t dx \cdot \frac{J_c}{J}$$

$$= l_1 \int \frac{[a_s - (a_s - d_s) \xi][a_t - (a_t - d_t) \xi] d\xi}{[(1 + \mu) + \mu \xi]^3}$$

$$= l_1 \int_0^1 \frac{a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2}{(k_1 - k_2 \xi)^3} d\xi, \quad k_1 = 1 + \mu, \quad k_2 = \mu,$$

dessen Integration einfach auszuführen ist und nach Einsetzung der Grenzen und Zusammenfassung mit dem Integrale für den mittleren Teil und die beiden Vouten zu obestehender Formel führt.

$$K = 3[\nu J_0 + 2(\nu^3 J_2 - \nu^3 J_1) + (1 - 3\nu + 3\nu^2 - 2\nu^3)]$$

$$K_{ab} = 6[-2(\nu^3 J_2 - \nu^2 J_1) + (1 - 6\nu^2 + 4\nu^3)].$$

$$x_{sr} = \frac{2(l_s + l_{s+1} \lambda'_s)}{l_s \frac{K_{ab}}{K}} \dots (6a)$$

$$\lambda'_s = \frac{2z(s+1)r - \frac{K_{ab}}{K}}{2z(s+1)r} \dots (7a)$$

Aus dem  $x$  ergeben sich die Werte

$$\frac{a}{l} = \alpha = \frac{z}{1+z} \quad (\text{s. Fig. 3}).$$

Für die zeichnerische Ermittlung der Festpunkte gibt es die bekannte Konstruktion mit Hilfe der Drittelsenkrechten und verschränkten Drittelsenkrechten, wenn  $J$  konstant ist. Für beliebig veränderliches  $J$  hat Müller-Breslau gezeigt, wie man aus den Biegungslinien die erforderlichen Werte entnehmen kann, um dann eine Konstruktion der Festpunkte zustande zu bringen.

Für die oben beschriebene Veränderlichkeit der Querschnitte gibt es eine, die der bei konstantem  $J$  entspricht. Nur müssen statt der Senk-

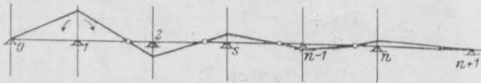


Fig. 8.

rechten und verschränkten Senkrechten mit den Drittabelständen solche mit Abständen  $\psi_1$  benutzt werden.

Aus der Figur 7 läßt sich leicht ablesen:

$$x_{sr} = \frac{\alpha_{sr}}{1 - \alpha_{sr}} = \frac{l_s \psi' (1 - \psi'') + l_{s+1} \psi'' (1 - \psi')}{l_s \psi'^2},$$

$$x_{sr} = \frac{l_s + l_{s+1} \frac{\psi'' (1 - \psi'')}{\psi' (1 - \psi')}}{l_s \frac{\psi'}{1 - \psi'}},$$

$$\lambda_s = \frac{1 - \frac{\psi''}{\alpha_{s+1}}}{1 - \psi''},$$

$$\lambda_s = \frac{z(s+1)r - \frac{\psi''}{1 - \psi''}}{z(s+1)r}.$$

Vergleicht man diese Formeln für  $x_{sr}$  und  $\lambda_s$

Tabelle der K:

$\mu =$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
$\nu = 0,1$	0,934	0,911	0,892	0,876	0,863	0,852	0,842	0,834	0,827	0,815
$= 0,2$	0,876	0,833	0,797	0,769	0,745	0,724	0,707	0,691	0,678	0,656
$= 0,25$	0,850	0,798	0,755	0,721	0,692	0,667	0,646	0,628	0,612	0,586
$= 0,3$	0,825	0,765	0,716	0,675	0,642	0,613	0,589	0,568	0,550	0,520

Tabelle der  $K_{ab}$ :

$\mu =$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
$\nu = 0,1$	0,991	0,987	0,984	0,981	0,979	0,977	0,975	0,973	0,972	0,969
$= 0,2$	0,964	0,950	0,939	0,929	0,920	0,912	0,905	0,899	0,893	0,884
$= 0,25$	0,946	0,925	0,907	0,892	0,878	0,867	0,857	0,847	0,839	0,824
$= 0,3$	0,924	0,895	0,870	0,849	0,831	0,814	0,800	0,787	0,775	0,756

Tabelle der  $K_{ab}/K$ :

$\mu =$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
$\nu = 0,1$	1,061	1,084	1,103	1,120	1,134	1,147	1,157	1,167	1,176	1,190
$= 0,2$	1,100	1,141	1,176	1,207	1,235	1,259	1,280	1,300	1,317	1,347
$= 0,25$	1,112	1,159	1,200	1,237	1,270	1,299	1,326	1,350	1,371	1,407
$= 0,3$	1,119	1,170	1,216	1,257	1,294	1,328	1,358	1,385	1,410	1,454

mit den Formeln (5a), (6a) u. (7a) und setzt die entsprechenden Größen gleich, so findet man

$$\frac{\psi'' (1 - \psi'')}{\psi' (1 - \psi')} = 1, \text{ also } \psi' = \psi''.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\psi'}{1 - \psi'} &= \frac{K_{ab}}{2K}, & \psi' &= \frac{1}{1 + \frac{2K}{K_{ab}}} \\ \lambda_s &= \frac{2z(s+1)r - \frac{K_{ab}}{K}}{2z(s+1)r} \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

Sobald also  $K$  und  $K_{ab}$ , d. h.  $\mu$  und  $\nu$  für alle Öffnungen gleich sind, ist die oben gezeigte Konstruktion anwendbar. Zur Bestimmung der Festpunkte empfiehlt sich die Berechnung der Werte  $x$  und die Prüfung durch die Zeichnung.

§ 3. Die Auflösung der Clapeyronschen Gleichungen. Geschlossene Formeln und Einflußlinien der Festpunktmomente.

Müller-Breslau z. B. hat eine schöne graphische Auflösung der Gleichungen gegeben und auch gezeigt, wie man das System der Gleichungen auf zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten zurückführen kann, wenn nur eine Öffnung belastet ist. Bei allen Verfahren werden die Festpunkte benutzt, so auch bei den folgenden Betrachtungen.

Nehmen wir im Stützpunkt 1 ein Gelenk an und belasten das System im Gelenk mit  $X_1 = -1$ , so läßt sich die Momentenfläche dieses kontinuierlichen Trägers mit Hilfe der Nullpunkte in den Festpunkten auftragen (s. Fig. 8).

Zeichnet man zu dieser Momentenfläche als Belastungsfläche das Seilpolygon, so gewinnt man die Biegelinie für den Belastungszustand  $X_1 = -1$ , die unter den Nullpunkten der Momentenfläche Wendepunkte besitzt. Wählt man nun weiter diese Wendepunkte als Träger der weiteren statisch überzähligen Größen, so werden alle  $\delta_{s1} = 0$ ; denn in den Wendepunkten entstehen keine Verdrehungen bei der Belastung  $X_1 = -1$ .

Ebenso aber werden alle  $\delta_{rs}$  und  $\delta_{rn}$  null; denn wie auch die Belastung links von  $s-1$  oder  $n-1$  sein mag, stets wird der Wendepunkt im Feld  $s$  bzw.  $n$  dieselbe Lage haben, wie in § 1 bewiesen ist.

Wählen wir also die Festpunkte R und einen Punkt im ersten Felde, z. B. den Stützpunkt 1 oder die Festpunkte L und den Stützpunkt  $n$  als Träger der statisch unbestimmten Momente  $Y$ , so werden im System der Elastizitätsgleichungen alle  $\delta_{st} = 0$ , hat also jede Gleichung eine Unbekannte:

$$Y_s = \frac{\delta_{ms}}{\delta_{ss}} = \frac{\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J}}{\int M_s^2 ds \frac{J_c}{J}} \dots \dots (9)$$

Dieser Weg ist in der Zeitschrift für Bauwesen 1910 vom Verfasser angedeutet worden. Die Ableitung läßt sich noch in anderer Weise durchführen. Man führt als Hauptsystem einen Gerberbalken ein und bestimmt die Lage der  $n$  Gelenke so, daß die Verschiebungen  $\delta_{st} = 0$  werden. Die Momentenfläche bei der Belastung  $Y_s = -1$  sieht so aus:

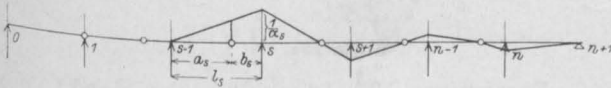


Fig. 9.

$$\frac{a_s}{l_s} = \alpha_s, \quad \frac{l_s - a_s}{l_s} = 1 - \alpha_s,$$

$$M_s = -1 \cdot \frac{1}{\alpha_s},$$

$$M_{ts} = -1 \times \pm \frac{1}{\alpha_s} \prod_{s+1}^t \frac{1 - \alpha_k}{\alpha_k};$$

das positive Vorzeichen gilt, wenn  $s$  und  $t$  beide gerade oder ungerade Zahlen sind.

$$\prod_{s+1}^t \frac{1 - \alpha_k}{\alpha_k} = \frac{1 - \alpha_{s+1}}{\alpha_{s+1}} \cdot \frac{1 + \alpha_{s+2}}{\alpha_{s+2}} \dots \frac{1 + \alpha_t}{\alpha_t}$$

$$M_{(t-1)s} = -1 \times \pm \frac{1}{\alpha_s} \prod_{s+1}^{t-1} \frac{1 - \alpha_k}{\alpha_k}$$

$$= -1 \times \pm \frac{1}{\alpha_s} \prod_{s+1}^t \frac{1 - \alpha_k}{\alpha_k} \cdot \frac{\alpha_t}{1 - \alpha_t}.$$

Die Verschiebung  $\delta_{st}$  läßt sich dann bei konstantem  $J$  in der Form schreiben:

$$\delta_{st} = \pm \frac{1}{3 \alpha_s \alpha_t} \prod_{s+1}^t \frac{1 - \alpha}{\alpha} \left\{ l_t \frac{2 - 3 \alpha_t}{2(1 - \alpha_t)} + \right.$$

$$\left. + \sum_{t+1}^n l_k \prod_{k+1}^t \frac{1 - \alpha_k}{\alpha_k} \frac{2(1 - \alpha_k) + 3 \alpha_k^2}{(1 - \alpha_k)^2} + l_{n+1} \prod_{t+1}^n \frac{1 - \alpha_k}{\alpha_k} \right\}$$

Das positive Vorzeichen gilt, wenn  $s$  und  $t$  beide gerade oder ungerade Zahlen sind.

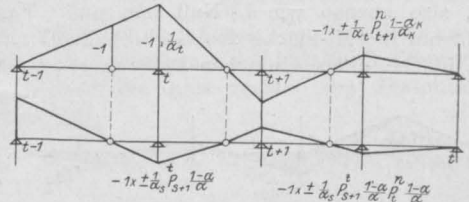


Fig. 10.

$$\delta_{s(n-1)} = \pm \frac{1}{3 \alpha_s} \cdot \frac{1}{\alpha_{n-1}} \prod_{s+1}^{n-1} \frac{1 - \alpha}{\alpha} \left\{ l_{n-1} \frac{2 - 3 \alpha_{n-1}}{2(1 - \alpha_{n-1})} + \right.$$

$$\left. + l_n \left( \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)^2 \cdot \frac{1 - 3 \alpha_n + 3 \alpha_n^2}{(1 - \alpha_n)^2} + l_{n+1} \left( \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n} \right)^2 \right\}.$$

$$\delta_{sn} = - \frac{1}{3 \alpha_s \alpha_n} \prod_{s+1}^n \frac{1 - \alpha}{\alpha} \left\{ l_n \frac{2 - 3 \alpha_n}{2(1 - \alpha_n)} + l_{n+1} \right\}.$$

Alle  $\delta_{st}$  mit dem gleichen zweiten Index besitzen einen gemeinsamen Faktor. Sollen alle  $\delta_{st}$  verschwinden, so müssen die  $(n-1)$  gemeinsamen Faktoren null werden. Beginnt man mit  $\delta_{sn}$ , so enthält der Faktor als einzige Unbekannte  $\alpha_n$  und liefert:

$$\alpha_n = \frac{2(l_n + l_{n+1})}{3l_n + 2l_{n+1}}, \quad \frac{\alpha_n}{1 - \alpha_n} = z_n.$$

Der Faktor von  $\delta_{s(n-1)}$  liefert eine Gleichung für  $\alpha_{n-1}$ :

$$l_{n-1} \frac{2 - 3 \alpha_{n-1}}{2(1 - \alpha_{n-1})} + l_n \lambda_{n-1} = 0,$$

$$\lambda_{n-1} = \frac{2z_n - 1}{2z_n} \text{ usw.}$$

So gewinnt man dieselben  $(n-1)$  Werte  $z$  aus den  $n-1$  Faktoren.

Mit Hilfe der Gl. (9) lassen sich nun sowohl geschlossene Formeln für die Festpunktmomente als auch die Einflußlinien bestimmen.



Bei der Anwendung der Arbeitsgleichung lassen sich Vereinfachungen erzielen. In dem Integral  $\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J}$  braucht man den Belastungszustand  $M_0$  nur über das Hauptsystem, den Gerberbalken, auszudehnen.

Vereinigt man die  $M_s$  mit demjenigen Teil der  $M_0$ -Fläche, der von den Stützenmomenten ab-

hängt, so ergibt es ein Integral, das proportional  $\delta_{st}$  ist, also ebenso wie  $\delta_{st}$  Null sein muß. Man braucht nur die  $M_s$ -Fläche des Gerberbalkens mit der  $M_0$ -Fläche eines einfachen Balkens von  $t-1$

$$Y_s = + \frac{1 - \alpha_s}{4 l_s} (2 Q_s \alpha_s - Q_s) = \frac{1 - \alpha_s}{4 l_s} \cdot \frac{Q_s z_s - 1}{1 + z_s},$$

$$Y_s = \frac{p_s l_s^2}{4} \cdot \frac{z_s - 1}{(1 + z_s)^2} = \frac{p_s l_s^2}{8} \cdot \frac{2(z_s - 1)}{(1 + z_s)^2} \cdot *)$$

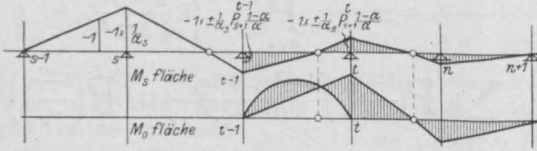


Fig. 11.

hängt, so ergibt es ein Integral, das proportional  $\delta_{st}$  ist, also ebenso wie  $\delta_{st}$  Null sein muß. Man braucht nur die  $M_s$ -Fläche des Gerberbalkens mit der  $M_0$ -Fläche eines einfachen Balkens von  $t-1$

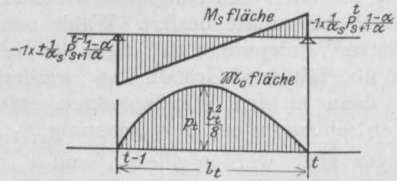


Fig. 11 a.

Sind die aufeinander folgenden Öffnungen bis t belastet, dann ist

$$Y_s = \frac{1 - \alpha_s}{4 l_s} \left\{ \frac{Q_s (z_s - 1)}{1 + z_s} - Q_{s+1} (z_{s+1} - 1) \frac{1}{z_{s+1}} \dots \pm \right. \\ \left. \pm Q_t (z_t - 1) \prod_{s+1}^t \frac{1}{z} \right\},$$

oder

$$\frac{1}{4 l_s (1 + z_s)} \left\{ \frac{Q_s (z_s - 1)}{1 + z_s} - Q_{s+1} (z_{s+1} - 1) \frac{1}{z_{s+1}} \dots \pm \right. \\ \left. \pm Q_t (z_t - 1) \prod_{s+1}^t \frac{1}{z} \right\},$$

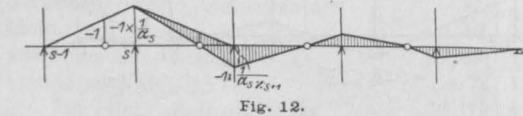


Fig. 12.

bis t zu vereinigen, wenn diese Öffnung belastet ist.

Dieselbe Betrachtung gilt für das Integral  $\delta_{ss}$ . Wird die  $M_s$ -Fläche mit dem schraffierten Teil der  $M_s$ -Fläche vereinigt, ergibt es ein Integral,

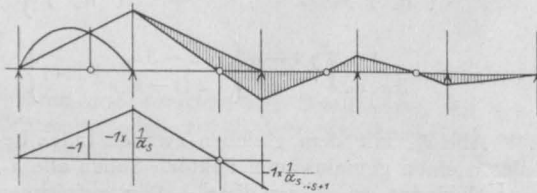


Fig. 13.

das  $\delta_{ss}$  proportional ist und gleich Null sein muß. So wird:

$$\delta_{ss} = \frac{1}{3 \alpha_s^2} (l_s + l_{s+1} l_s) = \frac{l_s}{6 \alpha_s^2} z_s = \frac{l_s}{6 \alpha_s (1 - \alpha_s)}.$$

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{1}{24 \alpha_s} l_t^3 p_t (z_t - 1) \prod_{s+1}^t \frac{1}{z} \cdot *)$$

wenn die Öffnung t gleichmäßig belastet ist.

$$Y_s = \pm \frac{1 - \alpha_s}{4 l_s} \left( l_t^3 p_t (z_t - 1) \prod_{s+1}^t \frac{1}{z} \right).$$

Sind s u. t beide gerade oder ungerade, dann gilt das positive Vorzeichen.

Ist die ste Öffnung belastet, so berechnet sich  $Y_s$  nicht so einfach, denn die geradlinigen Teile

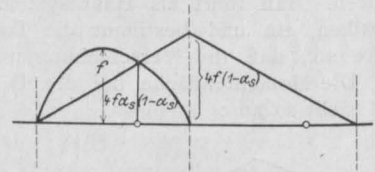


Fig. 13 a.

Das positive Vorzeichen gilt, wenn s und t beide gerade oder ungerade sind. Erstreckt sich die Belastung über alle Öffnungen, so üben nur die Lasten in den Feldern rechts von s-1 einen Einfluß aus.

\*) In ähnlicher Weise wie oben ergibt sich:

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{1 f}{3} (m_l + m_r) \text{ für gleichmäßiges } J,$$

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = K_f \frac{1}{3} (m_l + m_r)$$

für Träger mit Vouten, wenn die  $M_s$ -Fläche eine Parabel ist.  $K_f = K_{ab}$ .

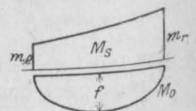


Fig. 13 b.

$$Y_s = \frac{1}{4 l_s (1 + z_s)} \left\{ \frac{Q_s (z_s - 1)}{1 + z_s} \pm \right. \\ \left. \pm \sum_{s+1}^n Q_k (z_k - 1) \bar{P}_{s+1}^k \frac{1}{z} \pm Q_{n+1} \bar{P}_{s+1}^n \frac{1}{z} \right\} \quad (10)$$

Sind die Trägheitsmomente in der oben beschriebenen Weise infolge der Vouten veränderlich, so wird

$$J_{ss} = \frac{K_{ab} l_s}{6 \alpha_s} \cdot \frac{1}{1 - \alpha_s},$$

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{1}{24} l_t^3 p_t (z_t - 1) K_f \frac{1}{\alpha_s} \bar{P}_{s+1}^t \frac{1}{z}.$$

$$K_f = K_{ab}.$$

$$Y_s = \frac{1}{4 l_s (1 + z_s)} \left\{ \frac{Q_s (z_s - 1)}{1 + z_s} \pm \right. \\ \left. \pm \sum_{s+1}^n Q_k (z_k - 1) \bar{P}_{s+1}^k \frac{1}{z} \pm Q_{n+1} \bar{P}_{s+1}^n \frac{1}{z} \right\} \quad (11)$$

Es ändern sich also bei dieser Veränderlichkeit erstens die Werte  $z$  und es erscheint der Wert  $\frac{K_f}{K_{ab}} = 1$ . Natürlich brauchte man bei der Rechnung  $\mu$  und  $\nu$  und damit  $K_f$  und  $K_{ab}$  nicht für alle Felder gleich anzunehmen.

$$K_f = 6 \left\{ -2 (\nu^3 J_2 - \nu^2 J_s) + (1 - 6 \nu^2 + 4 \nu^3) \right\} = K_{ab} \quad (\text{S. S. 221}).$$

Der Einfluß einer Einzellast in einer Öffnung ergibt sich wie folgt:

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = \pm \frac{l_t^2}{6} \cdot \frac{1}{\alpha_s} \bar{P}_{s+1}^t \frac{1}{z} ((z_t - 1) C_{ml} - C_{mr}),$$

wenn  $P = 1$  in der Öffnung  $l_t$  angreift.

$$Y_s = \frac{1}{l_s (1 + z_s)} l_t^2 \bar{P}_{s+1}^t \frac{1}{z} ((z_t - 1) C_{ml} - C_{mr}) \quad (12a)$$

$$Y_s = b_s \left( \frac{l_t}{l_s} \right)^2 \bar{P}_{s+1}^t \frac{1}{z} ((z_t - 1) C_{ml} - C_{mr}).$$

$$C_{ml} = 2 \xi - 3 \xi^2 + \xi^3,$$

$$C_{mr} = \xi - \xi^3.$$

$\xi$	$C_{ml}$	$C_{mr}$
0,1	0,121	0,099
0,2	0,288	0,192
0,3	0,357	0,273
0,4	0,384	0,336
0,5	0,375	0,375
0,6	0,336	0,384
0,7	0,273	0,357
0,8	0,192	0,288
0,9	0,099	0,121

Greift  $P$  in der Öffnung  $l_s$  an, dann erstreckt sich die  $M_0$ -Fläche wieder über 2 Öffnungen.

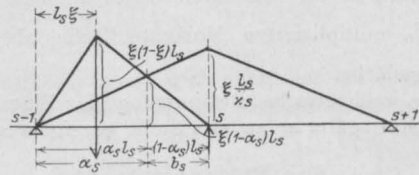


Fig. 14.

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{l_s^2}{6} \cdot \frac{1}{\alpha_s} (\xi - C_{mr}),$$

wenn die Last links vom Festpunkt in der Öffnung  $l_s$  greift.

$$Y_s = (1 - \alpha_s) l_s \xi^3 = \frac{l_s}{1 + z_s} \xi^3.$$

$$Y_s = b_s \xi^3 \dots \dots \dots (12b)$$

Bei  $\xi = 0$  ist  $\xi$ -Achse Tangente der Kurve und zwar Wendetangente der Parabel 3. Ordnung.

Greift die Last rechts vom Festpunkt an, dann ist:

$$\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{l_s^2}{6 \alpha_s} ((1 - \xi) z_s - C_{mr}).$$

$$Y_s = b_s ((1 - \xi) z_s - C_{mr}) \dots \dots (12c)$$

oder nach  $\xi$  geordnet:

$$Y_s = b_s (\xi^3 - (1 + z_s) \xi + z_s).$$

Bei  $\xi = 0$  liegt die Wendetangente.

Die Ordinate im Festpunkt ist

$$Y_s = b_s \left( \frac{a_s}{l_s} \right)^3.$$

Die Einflußlinie hat also im Festpunkt einen Knick.

Stellt man die Einflußlinie als Biegelinie dar unter der Momentenfläche als Belastungsfläche, so ist zu beachten, daß die Biegelinie für einen Gerberbalken zu zeichnen ist. Zu den Gewichten durch die Momentenfläche kommt im Gelenkpunkt des Feldes  $l_s$  eine Last  $\Delta \varphi$ .

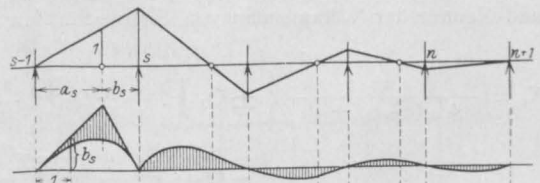


Fig. 15.

Die Konstruktion der Biegelinie ist am einfachsten, wenn man zunächst die Biegelinien für aneinander hängende einfache Balken zeichnet, und im ersten Felde im Punkt  $s - 1$  die Tangente an die kubische Parabel zeichnet, deren  $\text{tg } \varphi = b_s$  ist.

Ist das Trägheitsmoment in der beschriebenen Weise veränderlich, dann zeichnet man die Biegelinie in der bekannten Weise mit Hilfe der mit  $\frac{J_c}{J}$  multiplizierten Momentenfläche als Belastungsfläche.

Die rechnerische Bestimmung der Biegungsfläche soll später an anderer Stelle gezeigt werden.

#### § 4. Die Stützenmomente.

Auch die Stützenmomente kann man aus je einer Gleichung mit einer Unbekannten gewinnen, indem man in der bekannten Weise das  $(n-1)$  fach statisch unbestimmte Hauptsystem zugrunde legt.

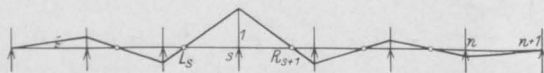


Fig. 16.

Die Momentenfläche für die Belastung  $X_s = -1$  läßt sich sofort zeichnen, wenn die Festpunkte L und R bekannt sind.

$$X_s = \frac{\int M_0 M_s ds \frac{J_c}{J}}{\int M_s M_s ds \frac{J_c}{J}}.$$

Jedem  $X_s$  entspricht ein besonderes  $(n-1)$  fach statisch unbestimmtes Hauptsystem. Die Auflösung kann noch anders gedeutet werden. Die Momentenfläche  $X_s = \pm 1$  kann aufgefaßt werden als Momentenfläche eines statisch bestimmten Hauptsystemes mit den Belastungen  $d_{1s}, d_{2s}$  bis  $d_{ns}$  in den Punkten 1 bis n. In der Abhandlung der Zeitschrift für Bauwesen 1910 hat der Verfasser gezeigt, daß die Eliminationsmethode, angewendet auf das System der gegebenen Gleichungen, auf je eine Gleichung mit einer Unbekannten führt, wenn man die Eliminationskonstanten aus den Bedingungen  $d_{st} = 0$  bestimmt.

Diese Bemerkung nur nebenbei.

Bei der Auswertung der Integrale im Zähler und Nenner der  $X_s$  kann man von entsprechenden

$$X_s = \frac{z_{s1}}{4 l_s (z_{sr} z_{s1} - 1)} \left\{ \pm Q_1 \prod_{s-1}^1 \frac{1}{z_1} \pm Q_2 \prod_{s-1}^1 \frac{1}{z_1} (z_{1l} - 1) \pm \dots - Q_s \prod_{s-1}^{s-1} \frac{1}{z_1} (z_{(s+1)l} - 1) \right. \\ \left. - Q_{s+1} \prod_{s+1}^{s+1} \frac{1}{z_r} (z_{(s+1)r} - 1) \dots \pm Q_n \prod_{s+1}^n \frac{1}{z_r} (z_{nr} - 1) \pm Q_{n+1} \prod_{s+1}^n \frac{1}{z_r} \right\} \quad (15)$$

Kunstgriffen Gebrauch machen wie bei den Festpunktmomenten.

$$d_{ss} = \int M_s M_0 ds \frac{J_c}{J},$$

die  $M_s ds \frac{J_c}{J}$  sind die Formänderungen des sta-

tisch unbestimmten Hauptsystems. Für den willkürlichen Belastungszustand führt man bekanntlich einen möglichst einfachen ein, hier am besten eine Belastung 1 an der Stelle s und die statisch überzähligen Größen mit umgekehrtem Vorzeichen oder mit anderen Worten eine Belastung 1 am statisch bestimmten Hauptsystem. Die  $M_s$  sind also Momente eines statisch bestimmten Hauptsystems.

So gewinnen wir geschlossene Formeln für die Stützenmomente.

$$d_{11} = \frac{1}{3} (l_1 + l_2 \lambda_{1r}),$$

$$d_{ss} = \int M_s M_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{1}{3} (l_s \lambda_{(s+1)l} + l_{s+1} \lambda_{sr}),$$

$$\lambda_{(s+1)l} = \frac{2 z_{s1} - 1}{2 z_{s1}},$$

$$\lambda_{sr} = \frac{2 z_{(s+1)r} - 1}{2 z_{(s+1)r}},$$

$$d_{ss} = \frac{l_s}{6} \cdot \frac{z_{sr} z_{s1} - 1}{z_{s1}}$$

$$\text{oder} \quad \frac{l_{s+1}}{6} \cdot \frac{z_{(s+1)l} z_{(s+1)r} - 1}{z_{(s+1)r}}.$$

Die  $z_r$  und  $\lambda_r$  gewinnt man, wenn man die Berechnung der Festwerte  $z$  im Felde  $n+1$  beginnt, die  $z_l$  und  $\lambda_l$ , wenn man die Berechnung im ersten Felde links beginnt.

Ist die Öffnung  $l_s$  allein gleichmäßig belastet, dann ist:

$$X_s = - \frac{p_s l_s^2}{4} \cdot \frac{z_{s1} - 1}{z_{sr} z_{s1} - 1} \dots \quad (14a)$$

$$X_{s-1} = - \frac{p_s l_s^2}{4} \cdot \frac{l_s}{l_{s-1}} \cdot \frac{(z_{sr} - 1)(z_{(s-1)l})}{(z_{(s-1)l} z_{(r-1)s} - 1) z_{sr}} \quad (14b)$$

$$\text{oder} = - \frac{p_s l_s^2}{4} \cdot \frac{z_{sr} - 1}{z_{sr} z_{s1} - 1}$$

Sind alle Öffnungen mit  $p_s$  gleichmäßig belastet und bezeichnet man  $Q_s = p_s l_s^3$ , so ist:

Das positive Zeichen gilt, wenn s und t bez. g beide gerade oder ungerade sind.

Greifen Einzellasten an, dann lassen sich die Gleichungen für die Einflußlinien hinschreiben.

Belastung links von s im Felde lg



$$X_s = \pm \frac{z_{sl}}{(z_{sr} z_{sl} - 1) l_s} \lg^2 \prod_s \frac{1}{z_l} (z_{gl} C_{mr} - C_{ml}) \quad (16a)$$

Belastung rechts von s im Felde  $l_t$

$$X_s = \pm \frac{z_{sl}}{(z_{sr} z_{sl} - 1) l_s} l_t^2 \prod_{s+1}^t \frac{1}{z_r} (z_{tr} C_{ml} - C_{mr}) \quad (16b)$$

Bei dieser Einflußlinie sind alle Teile kubische Parabeln.

Die Formeln für veränderliches Trägheitsmoment lassen sich ebenfalls leicht angeben.

$$j_{ss} = \frac{K_{ab} l_s}{6} \cdot \frac{z_{sr} z_{sl} - 1}{z_{sl}}$$

oder

$$= \frac{K_{ab} l_{s+1}}{6} \cdot \frac{z(s+1)l \cdot z(s+1)r - 1}{z(s+1)r},$$

$$K_f = K_{ab}.$$

$$X_s = - \frac{j_{sl}}{4 l_s (z_{sr} z_{sl} - 1)} \left\{ \pm Q_1 \prod_{s-1}^1 \frac{1}{z_l} \pm Q_3 \prod_{s-1}^1 \frac{1}{z_l} (z_{l1} - 1) + Q_s \prod_{s-1}^{s-1} \frac{1}{z_l} (z_{(s-1)l} - 1) \right. \\ \left. - Q_{s+1} \prod_{s+1}^{s+1} \frac{1}{z_r} (z_{(s+1)r} - 1) \pm Q_n \prod_{s+1}^n \frac{1}{z_r} (z_{nr} - 1) \pm Q_{n+1} \prod_{s+1}^n \frac{1}{z_r} \right\}$$

Die Ausrechnung der Formeln läßt sich sehr einfach tabellarisch ausführen, das wird zum Schluß an Beispielen gezeigt werden.

Was über die Biegelinien bei veränderlichem Trägheitsmoment oben bereits gesagt ist, gilt auch für die Einflußlinien der Stützenmomente  $X_s$ .

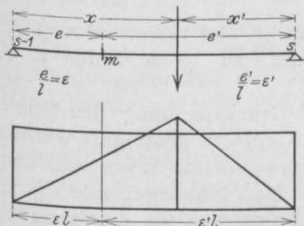


Fig. 18 a.

Aus den Einflußlinien für die Stützenmomente lassen sich die für die anderen Biegemomente ableiten z. B. mit Hilfe der eleganten Konstruktion von Müller-Breslau, mit Hilfe der

sogenannten Spitzenkurve.

Will man auch hier rechnen, so wird.

für Belastungen rechts vom Punkt m:

$$M_m = x' \epsilon + X_{s-1} \epsilon' + X_s \epsilon,$$

für Belastungen links:

$$M_m = x \epsilon' + X_{s-1} \epsilon' + X_s \epsilon,$$

für das Moment  $M_{mi}$  in der Mitte:

$$M_{mi} = x' + \frac{X_{s-1} + X_s}{2}$$

$$M_{mi} = x + \frac{X_{s-1} + X_s}{2}.$$

Die  $M_m$  lassen sich auch mit Hilfe von  $M_{mi}$  und  $X_{s-1}$  statt durch drei Größen bestimmen.

$$M_m = 2 \epsilon \left( M_{mi} - X_{s-1} \frac{1 - 2 \epsilon}{2 \epsilon} \right).$$

§ 5. Der durchlaufende Träger mit eingespannten Enden oder herabgezogenen Stützen.

Erhält der gerade Träger an den Enden Einspannungen, so ändert sich an der bisherigen Untersuchung nichts. Das System erhält zwei weitere statisch überzählige Größen. Das System der Gleichungen bleibt bekanntlich das einfache

Clapeyronsche. In der letzten Öffnung entsteht ein Festpunkt  $R_{n+1}$ , in der ersten ein Festpunkt  $L_1$ , ferner ein Festpunkt  $R_1$  und  $L_{n+1}$ .

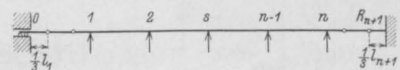


Fig. 17.

$$z_{(n+1)r} = + \frac{j_{(n+1)(n+1)}}{j_{n(n+1)}} = 2 \text{ bei konstantem } J,$$

$$= 2 \cdot \frac{K}{K_{ab}} \text{ bei veränderlichem } J.$$

Sonst bleiben die Formeln (6) und (6a) für die Werte  $z$  bestehen.

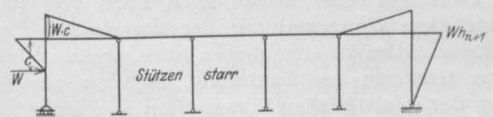


Fig. 18.

In den geschlossenen Formeln für  $X$  und  $Y$  ändern sich nur die Glieder, die sich über das Feld 1 und  $n+1$  erstrecken; die erhalten die gleiche Form wie die Glieder der anderen Öffnungen.

$$Y_s = \frac{1}{4 l_s (1 + x_s)} \left\{ Q_s \frac{(x_s - 1)}{1 + x_s} \pm \sum_{s+1}^n Q_k (x_k - 1) \prod_{s+1}^n Q_k \frac{(x_k - 1)}{z} \pm Q_{n+1} (x_{n+1} - 1) \prod_{s+1}^{n+1} \frac{1}{z} \right\}$$

$$X_s = - \frac{x_{s1}}{4 l_s (x_{sr} x_{s1} - 1)} \left\{ \pm Q_1 \prod_s^1 \frac{1}{z_1} (x_{11} - 1) \pm Q_2 \prod_s^2 \frac{1}{z_1} (x_{21} - 1) + Q_s \prod_s^s \frac{1}{z_1} (x_{s1} - 1) \right. \\ \left. + Q_{s+1} \prod_s^{s+1} \frac{1}{z_r} (x_{(s+1)r} - 1) \pm Q_n \prod_s^n \frac{1}{z_r} (x_{nr} - 1) \pm Q_{n+1} \prod_s^{n+1} \frac{1}{z_r} (x_{(n+1)r} - 1) \right\}$$

Werden die Endstützen herabgezogen und behält die eine ein Rollenlager, und die andere ein festes Gelenk am unteren Ende, so ändert sich an der ganzen Untersuchung des Gebildes nichts; die Formeln für  $x$  bleiben die gleichen wie beim gewöhnlichen durchlaufenden Träger. Die Festpunkte und Stützenmomente infolge senkrechter Lasten ändern sich nicht. Nur horizontale Komponenten der äußeren Kraft erzeugen jetzt ebenfalls Momente, die sich leicht berechnen lassen (Fig. 18):

$$M_s = \pm \frac{x_{s1}}{l_s (x_{sr} x_{s1} - 1)} W \left( l_1 h^0 \prod_s^2 \frac{1}{z_1} + l_{n+1} h_{n+1} \prod_{s+1}^n \frac{1}{z_r} \right).$$

Werden die Stützen unten eingespannt, bleibt aber an der einen Stütze die Verschiebbarkeit in horizontaler Richtung, so daß kein Horizontal-

schub entsteht, dann ändern sich nur  $x_{(n+1)r}$  und  $x_{11}$  z. B.

$$x_{(n+1)r} = \frac{\partial_{(n+1)(n+1)}}{\partial_{n(n+1)}} = 2 \left( 1 + \frac{3 h_{n+1}}{l_{n+1}} \right).$$

Die anderen Formeln bleiben bestehen.

Würde die horizontale Verschiebbarkeit aufgehoben und käme noch eine weitere statisch überzählige Größe  $H$  hinzu, so würde diese Untersuchung keine Schwierigkeit machen, da sich die Stützenmomente für  $H = 1$  am statisch unbestimmten Hauptsystem sofort angeben lassen und damit die Momentenfläche für  $H = 1$ . Bei der Berechnung von  $H$  wären auch die Normalkräfte zu berücksichtigen. Vorläufig sei nur soviel bemerkt. Diese Hallen- oder Rahmenbinder sollen später im Zusammenhang behandelt werden. Auf den Einfluß der Temperatur und den Träger mit elastischen Stützen soll auch später noch eingegangen werden. (Fortsetzung folgt.)

## NEUE RUNDERLÄSSE.

### Wünschenswerte Änderung der bestehenden Vorschriften für Eisenbeton.

Die ministeriellen Bestimmungen für die Verwendung des Eisenbetons im Hochbau bestehen nunmehr seit dem Jahre 1907. Es gibt doch eine Anzahl von Vorschriften, welche im Interesse einer gedeihlichen Entwicklung des Eisenbetons dringende Änderungen oder Ergänzungen bedürfen. Trotzdem die wissenschaftliche Forschung mit schnellen Schritten vorwärts geht, hat man sich merkwürdigerweise bisher noch nicht zu einer gründlichen Neugestaltung der Vorschriften entschlossen. Um so erfreulicher ist es, wenn wenigstens teilweise der Forderung nach einer Änderung der ministeriellen Vorschriften Rechnung getragen wurde. Diese bezieht sich auf die zulässigen Spannungen im Eisen. Ende April ist folgender Runderlaß des preußischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten erschienen:

#### Runderlaß:

„Die Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei

Hochbauten vom 24. Mai 1907 werden durch folgenden Zusatz zu § 16 Ziffer 1 ergänzt:

Die Zug- und Druckspannung des Eisens darf bis zu 1200 kg/qcm gesteigert werden, wenn das zu verwendende Eisen eine über das gewöhnliche Maß hinausgehende Festigkeit besitzt, und zwar soll die Zugfestigkeit bei geringer Stärke der Eisenstäbe (10 mm) mindestens 4200, bei größerer Stärke (30 mm) mindestens 3800 kg/qcm betragen. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Dabei darf die aus Zerreißversuchen durch das erste Abfallen der Wage ermittelte Streckgrenze nicht weniger als das 0,6- und nicht mehr als das 0,7fache der Zugfestigkeit betragen. Ferner soll die Bruchdehnung mindestens 25 % erreichen. Diese Festigkeitswerte sind auf Verlangen nachzuweisen. Bei der Kaltbiegeprobe muß der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle

gleich der halben Dicke des Stabes sein, wobei keine Risse entstehen dürfen.

Ich ersuche, die beteiligten Behörden und die Beamten, soweit es erforderlich erscheint, hiervon in Kenntnis zu setzen."

Im Auftrage:  
gez. Hinckeldeyn.

(III. 2700 B. A.-I. 6. D. 7624.)

Es ist sehr erfreulich, daß die bereits in den ersten Vorschriften vor dem Jahre 1907 zugelassene Spannung im Eisen von 1200 kg/qcm in die Vorschriften für Eisenbetonbau wieder aufgenommen wurde und dies um so mehr, als durch die nicht ganz gerechtfertigte Erhöhung der zulässigen Spannung im Eisen bei Eisenkonstruktionen bis zu 1600 kg/qcm der Eisenbetonbau eine Zeitlang geschädigt wurde.

Der neue Runderlaß aber bedeutet nach meiner Meinung eine Erschwernis insofern, als man gewisse Einschränkungen bei Verwendung des Eisens macht, welche bei der Handhabung durch die Baupolizeibehörde zu Unzukömmlichkeiten führen dürfte. Der erste Teil des Runderlasses besagt, daß die Zugfestigkeit des Eisens durchschnittlich 4000 kg/qcm betragen soll. Daß die Zugfestigkeit der dünneren Eisenstäbe größer ist als diejenige bei stärkerem Durchmesser, ist durch das Walzen bedingt, was ja allgemein bekannt ist. Dasselbe ist auch von der Streckgrenze zu sagen.

Wenn wir das 0,6-fache des Durchschnittswertes von 4000 kg/qcm nehmen, so ergibt sich daraus eine mittlere Streckgrenze von 2400 kg/qcm. Diese beiden Zahlen (2400 kg/qcm für die Streckgrenze und 4000 kg/qcm für die Zugfestigkeit) kann man in der Regel bei Handelsflußeisen voraussetzen, ebenso die verlangte minimale Bruchdehnung von 25%. Es bleibt nur noch der in dem Runderlaß ausgesprochene Nachweis für die Kaltbiegeprobe, der sich bei einem guten Handelsflußeisen erübrigen würde.

So sehr es also zu begrüßen ist, daß die alte Vorschrift wieder hergestellt wurde, so wenig können die geforderten Nachweise befriedigen. Es ist nicht recht verständlich, warum man die höhere Beanspruchung nicht ohne alle Einschränkungen für Handelsflußeisen zugelassen hat.

Es dürfte daher interessieren, in welcher Weise das Polizeipräsidium in Berlin die Handhabung des Runderlasses durch eine Verfügung regelt. Der Wortlaut dieser Verfügung ist wie folgt:

#### Bekanntmachung.

Der Herr Minister der öffentlichen Arbeiten hat durch Runderlaß vom 22. April 1913 — III. 2700. B. A. I. 6. D. 7624 — die Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom

24. Mai 1907 (Zentralblatt der Bauverwaltung S. 301) durch folgenden Zusatz zu § 16 Ziffer 1 ergänzt:

(Hier folgt der eingangs abgedruckte Runderlaß).

Soll bei Eisenbeton- oder Steineisen-Konstruktionen eine höhere Beanspruchung des Eisens als 1000 kg/qcm zugelassen werden, so ist die nach obigen Vorschriften erforderliche Festigkeit des Eisens bei der Einreichung der statischen Berechnung durch ein Prüfungszeugnis des Königlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin - Lichterfelde nachzuweisen.

Ich behalte mir vor, in einzelnen Fällen die Festigkeit der tatsächlich verwendeten Eisen auf Kosten des Unternehmers bei dem Materialprüfungsamte nachprüfen zu lassen.

Die bei den einzelnen Eisenstärken erforderliche Zugfestigkeit und Streckgrenze geht aus folgender Tabelle hervor:

Ø mm	Fläche qcm	Zug- festig- keit kg/qcm	Streckgrenze kg/qcm	
			minde- stens	höch- stens
10	0,7854	4200	2520	2940
15	1,767	4138	2483	2897
20	3,142	4050	2430	2835
25	4,909	3938	2363	2757
30	7,069	3800	2280	2660

Bei Flach- und Bandeisen ist die Kaltbiegeprobe nach der flachen Seite vorzunehmen.

Berlin, den 15. Mai 1913.

Der Polizeipräsident.

In Vertretung:

Feigell.

841. III. G. R. I. Ang.

Diese Verfügung verlangt also bei jedem Eisenbetonbau einen Nachweis über die Qualität des Eisens, ähnlich wie für den Beton der Nachweis der Würfelfestigkeitsproben verlangt wird. Es wäre sehr wünschenswert, wenn wenigstens dieser Nachweis nicht bei allen Bauten, sondern nur kontrollweise von Zeit zu Zeit gefordert wird.

Einen Vorteil dürften die Einschränkungen des neuen Runderlasses haben, nämlich, daß man sehr starke Durchmesser bei den Eiseneinlagen nicht mehr so häufig anwenden wird wie bisher.

Bei dieser Gelegenheit soll darauf hingewiesen werden, daß die Bestimmungen für die Verwendung von Eisenbeton bei Hochbauten noch immer einer gründlichen Änderung harren und daß es einzelne Punkte gibt, welche schon sehr viel Schaden angestiftet haben, und andere, welche durch die ausgeführten Versuche schon lange überholt sind. Ich möchte nur darauf hinweisen, daß eine so wichtige Frage, wie es die Schubspannungen sind, durch zwei vollständig unzulängliche Sätze erledigt wird.

§ 15 Punkt 4 besagt:

Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

§ 16 Punkt 5 enthält folgende Bestimmung:

Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

Ich habe schon mehr als einmal Gelegenheit gehabt, zu beobachten, daß gerade dieser unzulängliche Teil der Bestimmungen zu Reißbildungen Anlaß gab, ja schon mehrfach die Ursache von Einstürzen war. Die zahlreichen Ergebnisse der im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton an der Materialprüfungsanstalt zu Stuttgart ausgeführten Versuche bieten jedenfalls schon seit längerer Zeit die Möglichkeit, diese so wichtigen Punkte der Bestimmungen gründlich zu ändern.

Endlich sei auf die noch immer in den Vorschriften enthaltene Forderung eines Nachweises der Haftspannungen hingewiesen. In § 16 Punkt 6 ist noch immer der alte Satz enthalten, „die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten“.

Es ist zu verwundern, daß gerade dieser Teil der Vorschriften noch nicht geändert wurde, obgleich nicht nur die Versuchsforschung, sondern auch die theoretischen Abhandlungen in der Literatur schon seit längerer Zeit übereinstimmend festgestellt haben, daß das Haften des Betons an den Eiseneinlagen mit den Schubspannungen gar nichts zu tun hat.

Warum diese veralteten und fehlerhaften Bestimmungen gerade hier in Deutschland, von wo die ersten Vorschriften für Eisenbeton ausgegangen sind, nicht geändert werden, mag bei dieser Gelegenheit noch unerörtert bleiben. Ich behalte

mir aber vor, auf die Ursachen bei einer passenden Gelegenheit zurückzukommen.

Es mag hier darauf hingewiesen werden, daß im Ausland und besonders in Nordamerika die Vorschriften viel weiter ausgebaut wurden, als dies bei uns der Fall ist. In der Schweiz sind bekanntlich schon seit vier Jahren neue Vorschriften vorhanden, welche sich ebenfalls besser den Ergebnissen der wissenschaftlichen Forschung anschließen, als dies bei unseren Vorschriften der Fall ist.

Aus dem neuen Bericht (vom Januar 1913) des amerikanischen Ausschusses für Eisenbeton, welcher aus Vertretern des Verbandes der Zivilingenieure, des Materialprüfungsverbandes, den Eisenbau- und Wegebauingenieuren und der Vereinigung der Portlandzementfabrikanten zusammengesetzt ist, geht hervor, mit welcher Gründlichkeit alle Fortschritte auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues und alle Versuchsergebnisse durchgearbeitet und bei der Aufstellung neuer Bestimmungen mitberücksichtigt wurden. Dieser Bericht befaßt sich nicht nur mit allgemeinen Ausführungsbestimmungen, sondern mit Vorschlägen, in welcher Weise verschiedene schädliche Einflüsse zu beseitigen sind, z. B. Einfluß der elektrischen Ströme, von Öl, Alkalien, Seewasser usw.

Eine andere sehr wichtige Frage wird eingehend in dem Bericht erwähnt. Die Frage des Schwindens im Beton und in welcher Weise Temperatureinflüsse zu berücksichtigen sind. Besonders hervorzuheben ist aber aus dem sehr lesenswerten Bericht, wie eingehend sich diese Kommission mit einer der wichtigsten Fragen des Eisenbetonbaues befaßt hat, nämlich mit dem Einfluß der Schub- und schiefen Zugspannungen.

Wer mehr als oberflächlich in das Wesen des Eisenbetonbaues eingedrungen ist und sich nicht allein damit begnügt, verschiedene Erfahrungen aus der Praxis als feststehende Grundsätze hinzunehmen, wird die Beobachtung gemacht haben, daß gerade das Kapitel der schiefen Zugspannungen eine außerordentlich wichtige Rolle spielt. Es wäre daher sehr wünschenswert, wenn einer der bestehenden Ausschüsse des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton diesen Fragen etwas näher treten und dafür sorgen würde, daß die Vorschriften in dieser Richtung ausgestaltet werden.

Bei dieser Arbeit werden nicht nur die vom Deutschen Ausschuss durchgeführten systematischen Untersuchungen, sondern auch die Arbeiten der ausländischen Fachvereine gewiß die Möglichkeit bieten, unsere Vorschriften so auszugestalten, wie es dringend notwendig erscheint.

Dr.-Ing. E. Probst.

## DIE FESTHALLE IN BRESLAU.

Von

*Dr.-Ing. Trauer, Stadtbauinspektor in Breslau,*

*und Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden.*

(Fortsetzung von S. 191 und Schluß.)

### c. Winddruck.

Die Lagerung der Kuppel auf radial beweglichen Stelzenlagern und die Aussteifung der Kuppelbinder durch die Ringdecken schaffen für die genaue Berechnung äußerst schwierige Verhältnisse. Da nun insbesondere jede Großkonstruktion während der Ausführung leicht unberechenbaren Einflüssen unterworfen ist, kam es bei der Berechnung nicht sowohl darauf an, die rechnerisch auftretenden Spannungen peinlich genau zu ermitteln, als vielmehr darauf, für alle Fälle den Haupttraggliedern unbedingt ausreichende Abmessungen und Bewehrungen zu geben. Daher sind für die einzelnen Teile jeweils möglichst ungünstige Annahmen gemacht worden, die indessen gleichzeitig im ganzen Gebilde nicht auftreten können.

Die große Steifigkeit der Ringdecken in ihrer Ebene gestattet die Annahme, daß sie den auf die zugehörigen Wände treffenden Winddruck je zur Hälfte auf der Luv- und der Leeseite in die Binder übertragen. Denn bei einer anderen Verteilung würden entsprechende Binderpunkte verschieden große seitliche Verschiebungen erleiden, die aber durch die Starrheit der Ringdecken nicht möglich sind. Abgesehen von dieser bei allen Decken vorhandenen kraftübertragenden Wirkung wurde angenommen, daß nur die beiden untersten Ringdecken auf die Kuppelbinder aussteifend wirken, die oberen nicht unmittelbar mit den Bindern verbundenen, etwas höher anschneidenden dagegen nicht. Die Windkräfte werden nun in folgender Weise in den Unterbau geleitet.

An Stelle des Druckringes mit den aussteifenden Laternenrahmen wird für jeden der 16 ganzen Binder das früher berechnete Ersatzstück eingeführt, die Binder werden also im Mittelpunkte fest miteinander verbunden gedacht (Fig. 46). Man löst nun die Verbindungen sämtlicher Binder mit dem Zugbande bis auf Binder 0, der fest verbunden bleibt. An allen anderen Schnittstellen

sei die Verbindung nur insoweit vorhanden, daß lediglich die Bogenkräfte des Binders infolge des sie treffenden Winddruckes übertragen werden können, also nur die Kräfte  $H_r = \frac{1}{2} W \cos \beta_r$  (wenn  $W$  = Winddruck auf den voll getroffenen Binder,  $\beta_r$  = Neigungswinkel des Binders  $r$  gegen

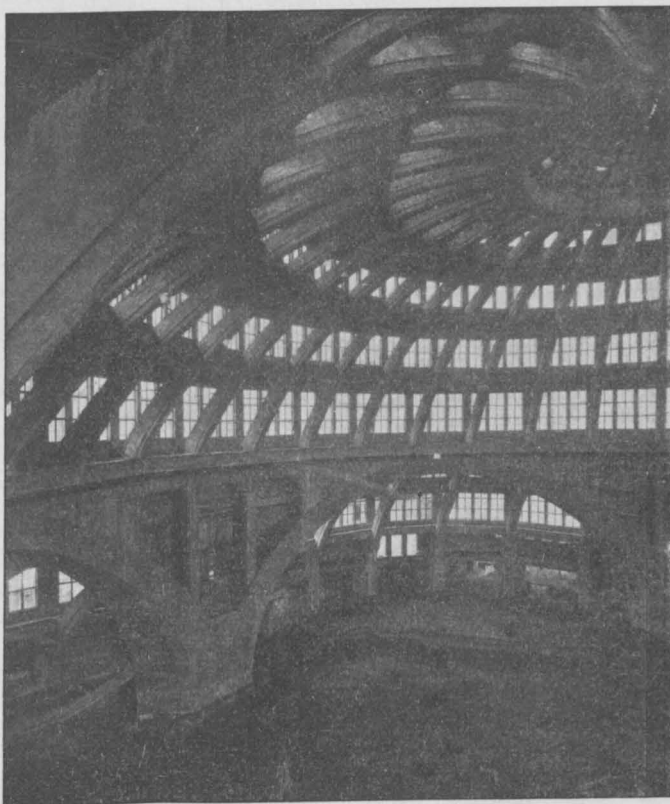
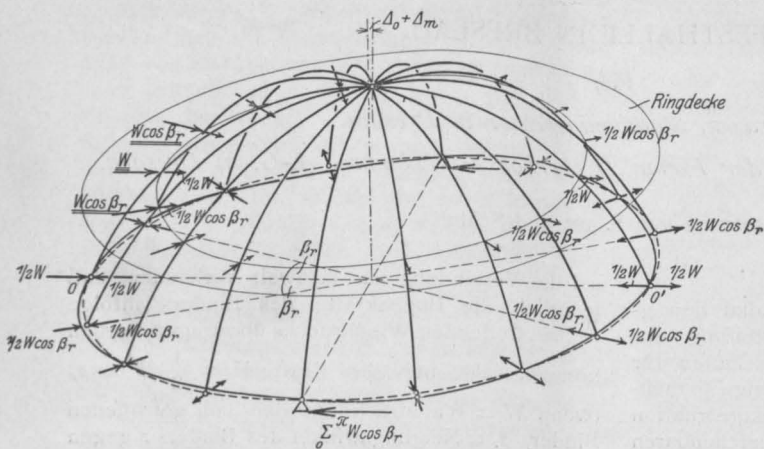


Fig. 45.

die Windrichtung ist). Der Zugring überträgt dann in irgend einer Weise durch die Rollenlager die Winddrücke  $H_r$  in den Unterbau. Das so gebildete System sei das Hauptnetz. Die Kräfte  $H_r$  verbiegen nun den Zugring, wobei die Punkte 0 und 0' in der Windrichtung die Verschiebung  $\Delta_0$  erleiden. Man kann nun beweisen, daß die Kämpferpunkte aller übrigen mit  $W \cos \beta_r$  belaste-





- Zugring verbogen durch die Kräfte  $\frac{1}{2} W \cos \beta_r$ .  
 ---- Kreis, auf dem die Fußpunkte der mit  $W \cos \beta_r$  belasteten Binder  $r$  liegen.

Fig. 46.

ten Binder um  $\Delta_0$  verschoben werden, also auf einem um  $\Delta_0$  gegen die Anfangslage verschobenen Kreise liegen, unabhängig von der Größe der Verschiebung  $\Delta_0 + \Delta_m$  des gemeinsamen Mittelpunktes (gestrichelte Linie der Fig. 46). In den Punkten 0 und 0' ist das verbogene Zugband mit den Kämpfern verbunden, in 1, 2, 3, ... ergeben sich gegenseitige Verschiebungen zwischen Zugband und Binderfuß, die tatsächlichen Verschiebungen des Hauptnetzes. Um sie zu Null zu machen, müssen in den Punkten 1, 2, 3, ... Kräfte  $X_1, X_2, X_3, \dots$  wirken, das System ist also 7fach statisch unbestimmt, wenn man die geringere Seitensteifigkeit der Binder unberücksichtigt läßt und von der Unbestimmtheit des geschlossenen Zugbandes in sich absieht.

Die wahrscheinlichste Übertragung der Winddrücke aus dem Zugringe in den Unterbau ist die, bei der die Lager in der Windrichtung keine Kraft, die senkrecht zur Windrichtung die größte Kraft übertragen. So kann man z. B. annehmen, daß die Lagerdrücke mit dem Sinus des Neigungswinkels zunehmen, d. h. daß der Winddruck jedes Binders durch die senkrecht zu ihm liegenden Lager übertragen wird (Fig. 47). Die Kräfte im Zugringe werden in folgender Weise bestimmt.

Trennt man den geschlossenen Ring, der von den 4 symmetrisch liegenden Lasten  $P_r = 1$  belastet und in A und B wagerecht verschiebbar gelagert ist, in diesen Punkten, so hat man an den Schnittstellen die Querkraften  $Y$  anzubringen, während ein Moment nicht auftritt (Fig. 48a). Zur Bestimmung der Querkraft hat man die Verschiebungen für das Hauptnetz und für den Zustand  $Y = 1$  zu bilden. Im Hauptnetze ist

$$\delta_{ar} = \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} M_a M_{or} ds,$$

worin

$$M_a = -1 \cdot y = -r \cos \beta_x,$$

$M_{or}$  zwischen A und r

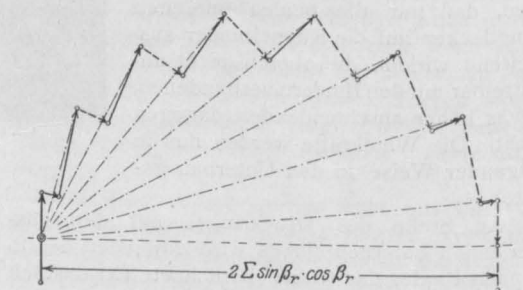
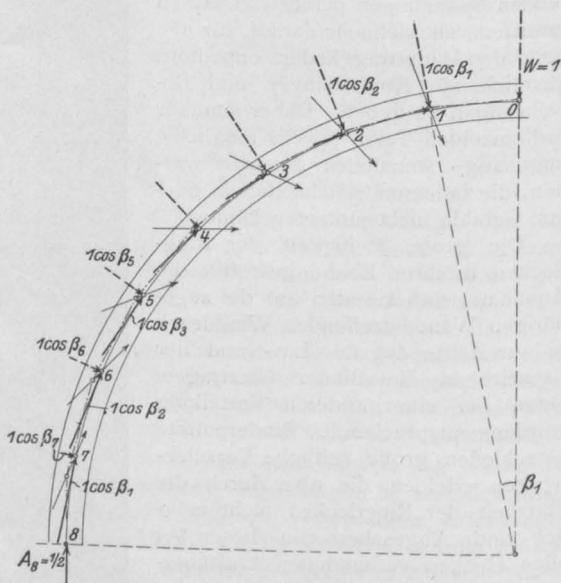
$$M_{or} = 1 \cdot \cos \beta_r x \\ = 1 \cdot \cos \beta_r (1 - \sin \beta_x),$$

zwischen r und C

$$M_{or} = 1 \cos \beta_r x - 1 r \sin (\beta_r - \beta_x) \\ = r [\cos \beta_r (1 - \sin \beta_x) \\ - \sin (\beta_r - \beta_x)].$$

Man erhält

$$\delta_{ar} = -\frac{r^3}{2EJ} (\cos \beta_r - \sin \beta_r \cdot \beta_r).$$



- wagerechte Auflagerkräfte der Stützenlager.  
 ---- Kämpferkräfte der Binder.  
 - - - Stützlinie.

Fig. 47.

Für den Zustand  $Y = 1$  ist

$$d_{aa} = \frac{1}{EJ} \int_0^{\pi/2} M_a^2 ds$$

$$= \frac{r^3}{EJ} \cdot \frac{\pi}{4},$$

somit

$$Y = -\frac{\delta_{ar}}{\delta_{aa}} = \frac{2}{\pi} \cos \beta_r - \frac{r_r}{\pi/2} \sin \beta_r.$$

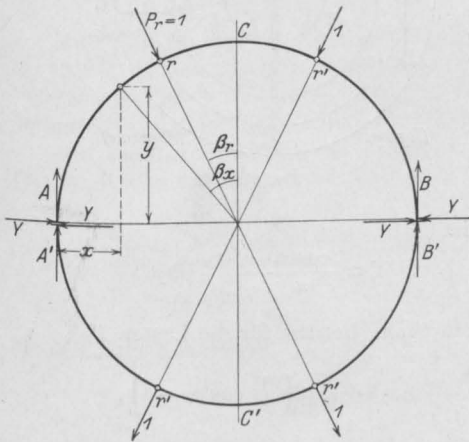


Fig. 48a.

Für  $\beta = 0$ , also die Lasten  $1 + 1$  je in C und C' wird

$$Y = \frac{2}{\pi},$$

oder für die Lasteneinheit daselbst

$$Y = \frac{1}{\pi}, \quad A = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}.$$

Wirkt in  $r$  und  $r'$  je  $1 \cos \beta_r$ , so erhalten die senkrecht dazu liegenden Lager die Auflagerdrücke  $A' = B' = \frac{1}{2} \cos \beta_r$  und die Querkraften sind  $Y' = \frac{1}{\pi} \cos \beta_r$ , wirken dann noch in den symmetrischen Punkten  $r$  und  $r'$  je  $1 \cos \beta_r$ , so erhält man für den Querschnitt A eine resultierende Querkraft

$$Q = Y' + Y'' = 2 \frac{1}{\pi} \cos \beta_r \cos \beta_r - \frac{2}{2} \cos \beta_r \sin \beta_r$$

(Fig. 48b). Für sämtliche Punkte wird

$$Q = 2,545 - 2,508 = 0,033 \approx 0.$$

Zeichnet man den Kräfteplan und das Seileck mit

den Windkräften  $1 \cos \beta_r$ , den Auflagerkräften  $1 \cos \beta_r$  und der Querkraft  $Q \approx 0$ , so erhält man die in Fig. 47 eingetragene Stützlinie, die nahezu mit der Kreislinie zusammenfällt, also auch sehr geringe Biegemomente und somit sehr geringe Verbiegungen des Zugringes erzielt. Es werden also auch die X-Kräfte zwischen Zugband und Binder nahezu Null werden. Es kann daher als ungünstigster Belastungszustand für den Kuppelbinder der Fall angesehen werden, daß der vom Winde voll getroffene Binder seinen Winddruck in voller Größe an das Zugband abgibt, also nicht

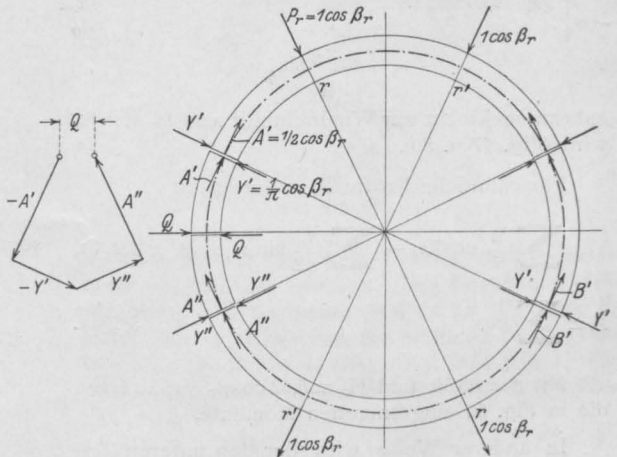


Fig. 48b.

durch die aussteifende Wirkung der Ringdecken einen Teil an die weniger belasteten Nachbarbinder abgibt. Der geringe Verdrehungswiderstand des Zugringes kann dabei außer acht gelassen werden. Infolge der Übertragung der Windkräfte je zur Hälfte auf der Luv- und auf der Leeseite ist das System statisch bestimmt und es wirken an den Kämpfern die Horizontalkräfte

$$H_a = H_b = \frac{1}{2} \sum_I^{IV} W = 5,62 \text{ t}$$

und die Vertikalkräfte

$$A = -B = -\frac{\sum W y}{1} = -1,89 \text{ t (Fig. 49)}.$$

Die Biegemomente in den einzelnen Punkten sind in der Übersicht auf S. 237 zusammengestellt und in Fig. 55 aufgetragen.

Für den Zugring ist der Fall der ungünstigste, daß lediglich die beiden senkrecht zur Windrichtung stehenden Lager den Winddruck in den Unterbau leiten. Dieser Grenzfall wird zwar



somit ist

$$Z = r \left( \frac{1}{2} \cos \beta_r - \frac{1}{\pi} \right).$$

Für alle Kräfte  $P_r = 1 \cos \beta_r$  erhält man:

$$Y = \sum \frac{\cos^2 \beta_r}{\pi} - \sum \frac{\beta_r}{\pi} \sin \beta_r \cos \beta_r = +0,647,$$

$$Z = \sum r \left( \frac{1}{2} \cos^2 \beta_r - \frac{\cos \beta_r}{\pi} \right) = +0,380 r,$$

$$A = \sum \cos^2 \beta_r = +3,999.$$

Mit  $r = 33,50$  und  $W_r = 5,60 \cos \beta_r$  erhält man die in Fig. 52 links eingetragenen Momente. Die Summe aus Fig. 50 u. 52 links ist in Fig. 52 rechts eingetragen, der Größtswert ist demnach 121,4 mt.

Die Zusatznormalkraft im Zugringe beträgt für die Kräfte  $1 \cos \beta_r$  auf der Luv- und Leeseite

$$Z_w = \sum Y + \sum \cos \beta_r \sin \beta_r, \\ = \pm 3,802.$$

Mit  $H_0 = 5,62$  t wird

$$Z_w = \pm 21,5 \text{ t (+ auf der Leeseite).}$$

Für die lediglich auf der Luvseite angreifenden Kräfte  $1 \cos \beta_r$  wird die Zusatznormalkraft auf der Luvseite

$$Z_w = - \sum Y - \sum \cos \beta_r \sin \beta_r, \\ = -3,155.$$

Für  $W_0 = 5,60$  t wird

$$Z_w = -17,7 \text{ t,}$$

auf der Leeseite

$$Z'_w = + \sum Y, \\ = +0,647,$$

für  $W_0 = 5,60$  t

$$Z'_w = 3,6 \text{ t.}$$

Insgesamt ist auf der Luvseite  $Z_w = -39,2$  t, auf der Leeseite  $+25,1$  t.

#### d) Schneelast.

Als wahrscheinlichste einseitige Schneelast dürfte der Fall anzusehen sein, daß ein Teil der Ringdecken, etwa  $1/4$ , voll belastet ist,  $2/4$  etwa

halb belastet sind und  $1/4$  unbelastet ist, sei dies infolge der Einwirkung der Sonnenbestrahlung oder des Winddruckes. Sieht man von der versteifenden Wirkung der Ringdecken und von der Druckringverbindung der Binder ab, so würde in diesem Falle jeder Binder den gleichen Bogen-

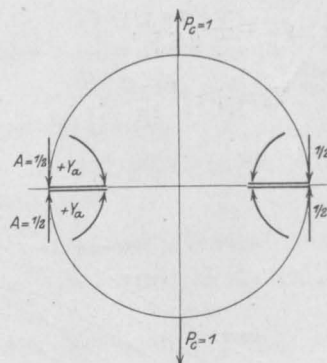


Fig. 53.

schub ausüben, und der Zugring würde keine Biegemomente erleiden. Der Bogenschub beträgt mit den Knotenlasten  $P_3 = 2,6$ ,  $P_6 = 2,0$ ,  $P_9 = 1,5$ ,  $P_{12} = 1,2$  t aus den Einflußlinien für  $X_a$  und  $X_b$  (Fig. 42)  $X_{as} = +2,85$  t,  $X_{bs} = +0,28$  t, die Auflagerdrücke  $A_s = +5,86$  t,  $B_s = 1,44$  t, die Bie-

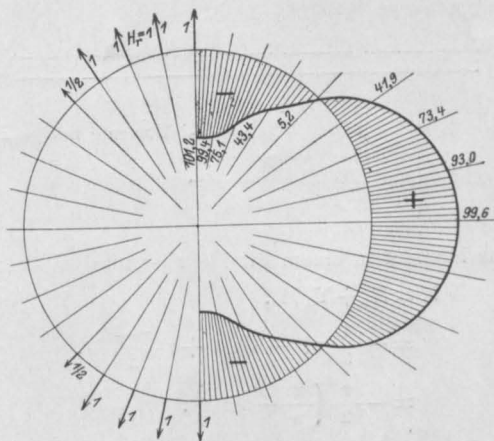


Fig. 54.

gungsmomente des Binders sind in der Übersicht auf S. 237 aufgeführt und in Fig. 55 eingetragen.

Für den Zugring tritt — wieder unter Vernachlässigung der Ringdecken — die ungünstigste Belastung dann ein, wenn nur etwa  $1/4$  mit Schnee belastet ist, die anderen  $3/4$  unbelastet sind. Schneidet man den Zugring wieder in A und B, so erhält man für zwei gleich große entgegengesetzt gerichtete Kräfte  $P_c = 1$  in den Schnitten





Punkt	M <sub>g</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>
1	+ 11,40	± 10,53	+ 4,07 - 4,42	+ 21,93	+ 0,87
2	+ 29,53	± 22,71	+ 10,72 - 9,35	+ 52,24	+ 6,82
3	+ 43,17	± 27,47	+ 14,33 - 11,18	+ 70,64	+ 15,70
4	+ 24,24	± 31,15	+ 15,11 - 13,69	+ 55,39	- 6,91
5	+ 14,04	± 32,24	+ 17,64 - 16,44	+ 46,28	- 18,20
6	+ 15,83	± 32,29	+ 19,49 - 17,31	+ 48,12	- 16,46
7	+ 2,14	± 31,44	+ 18,54 - 17,90	+ 33,58	- 29,30
8	- 6,07	± 27,91	+ 17,98 - 17,90	+ 21,84	- 33,98
9	- 5,43	± 25,71	+ 18,11 - 17,47	+ 20,28	- 31,14
10	- 12,48	± 22,91	+ 15,74 - 16,73	+ 10,43	- 35,39
11	- 15,12	± 17,96	+ 12,72 - 14,18	+ 2,84	- 33,08
12	+ 1,63	± 13,64	+ 11,43 - 11,42	+ 15,27	- 12,01

Der Zugring ist auf Vorschlag der Firma als 4 teiliger genieteter Träger ausgebildet worden, dessen Gurte aus je 2 Fl. 365/13 und 2 L 120/120/13, dessen Vergitterung aus L 75/75/8 besteht (Fig. 56). Der Vollquerschnitt ist 617,2 qcm, der Nutzquerschnitt 521,5 qcm. Die Beanspruchung beträgt

$$\sigma_g = \frac{480}{521,5} = 0,920 \text{ t/qcm}$$

$$\sigma_w = -\frac{39}{521,5} \pm \frac{12140}{62000} = -0,075 \pm 0,196 = \begin{cases} +0,121 \text{ t/qcm,} \\ -0,271 \text{ "} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{15}{521,5} \pm \frac{101}{62000} = +0,029 \pm 0,163 = \begin{cases} +0,192 \text{ "} \\ -0,134 \text{ "} \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{g+s} = 1,112 \text{ t/qcm.}$$

Die Stoßdeckung ist sehr reichlich bemessen.

### 3. Druckring und Laterne.

Der Druckring erleidet aus Eigengewicht eine Normalkraft

$$D_g = -5,1 (X_a + X_b) = -5,1 (94,26 + 6,86) = -516 \text{ t.}$$

Das Moment am Binderanschlusse beträgt

$$M'_g = + 1,63 \text{ mt,}$$

davon nimmt nach S. 186 der Laternenbinder auf

$$M_1 = (0,166 + 0,187 \cdot 3,60) M'_g = 0,839 M'_g,$$

so daß für den Druckring verbleibt

$$M''_g = 0,161 M'_g = 0,26 \text{ mt}$$

in der Binderebene, oder

$$M_g = 5,1 M''_g = 1,3 \text{ mt}$$

in der Kreisachse.

Für Winddruck war gefunden

$$M'_w = \pm 13,64 \text{ mt,}$$

davon nimmt auf der Druckring (s. S. 189)

$$M''_w = 0,546 M'_w = \pm 7,4 \text{ mt}$$

in der Binderebene oder

$$M_w = 5,1 M''_w = \pm 38,0 \text{ mt}$$

in der Kreisachse.

Für Schneelast war gefunden

$$M'_s = \sim \pm 11,42 \text{ mt, } D'_s = X_{as} + X_{bs} = 3,13 \text{ t,}$$

hiermit ist

$$M''_s = 0,546 M'_s = \pm 6 \text{ mt,}$$

$$M_s = 5,1 M''_s = \pm 32,0 \text{ mt, } D_s = 5,1 D'_s = \sim 16,0 \text{ t.}$$

Ferner ruft die einseitige Schneelast in der Druckringebene noch eine Exzentrizität der Stütze gleichwie im Zugringe hervor, und zwar ist das Moment für die Krafteinheit des Bogen Schubes nach 2d

$$M_c = \frac{r}{2} (0,6366 + 2 \cdot 0,4415 + 2 \cdot 0,2539 + 2 \cdot 0,0810 - 0,0705)$$

$$= + \frac{r}{2} 2,1189 = 8,42$$

für  $D_s = 3,13 \text{ t}$  also

$$M_c = + 26,4 \text{ mt.}$$

Mit  $F' = 1,905 \text{ qm, } J_1 = 0,3860 \text{ m}^4, W_1 = 0,702 \text{ m}^3, J_2 = 0,2123 \text{ m}^4, W_2 = 0,283 \text{ m}^3$  wird

$$\sigma_g = -\frac{516}{1,905} \mp \frac{1,3}{0,283} = -271 \mp 46 = -317 \text{ t/qm,}$$

$$\sigma_w = \mp \frac{38}{0,283} = \mp 134 \text{ "}$$

$$\sigma_s = -\frac{16}{1,905} \mp \frac{32}{0,283} \mp \frac{26,4}{0,702} = -8 \mp 114 \mp 37 = -159 \text{ "}$$

$$\sigma_{g+w} = -45,1 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_{g+s} = -47,6 \text{ "}$$

Zug tritt nirgends auf.

Nach S. 189 hat der Druckring bei einem äußeren Momente  $M = 1$  aufzunehmen

$$M_a = 0,546 \text{ mt,}$$

das Torsionsmoment rechts und links vom Binderanschlusse beträgt also

$$M_\vartheta = 0,273,$$

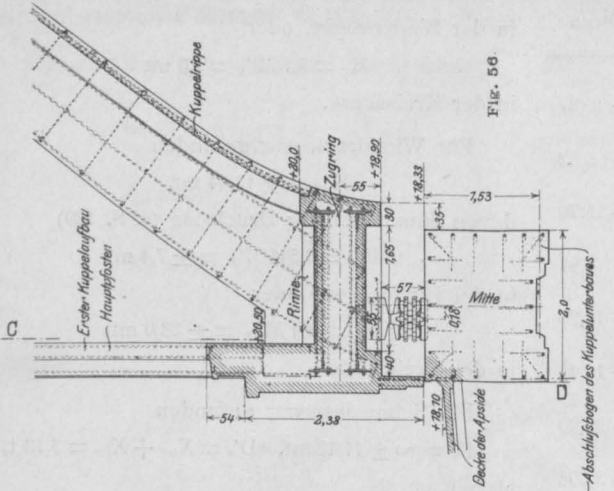


Fig. 58

mit  $M_w = \pm 53,3 \text{ mt}$  (s. unten) erhält man also

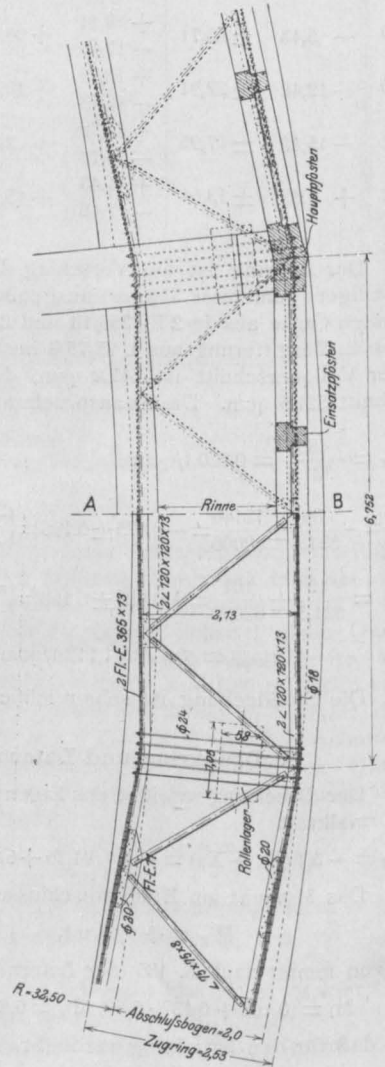
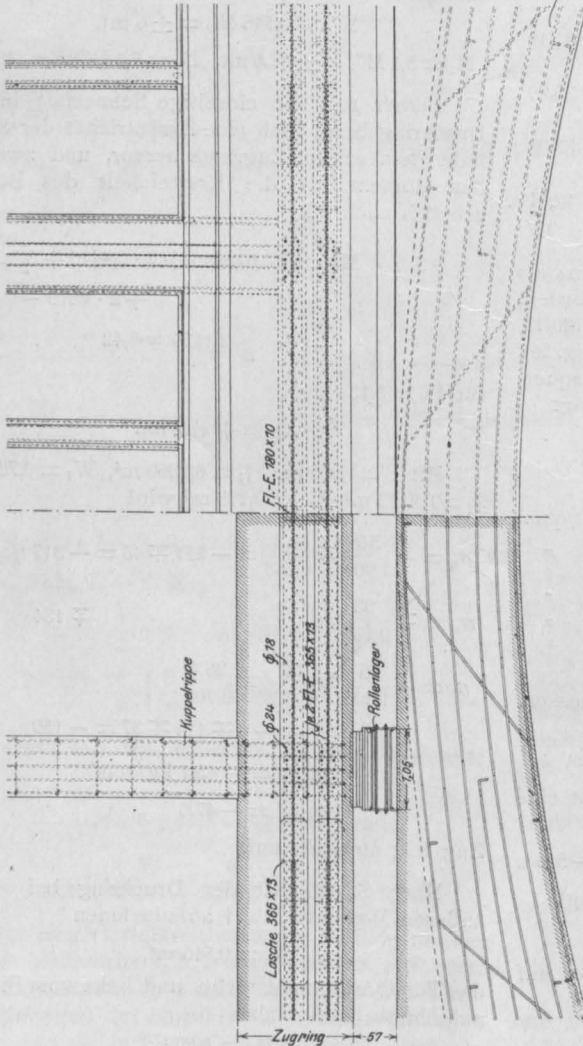
$$M_g = \pm 14,6 \text{ mt},$$

die größte Torsionsspannung beträgt

$$\tau = \frac{9 M_g}{2 b^2 h} = 36,2 \text{ t/qm};$$

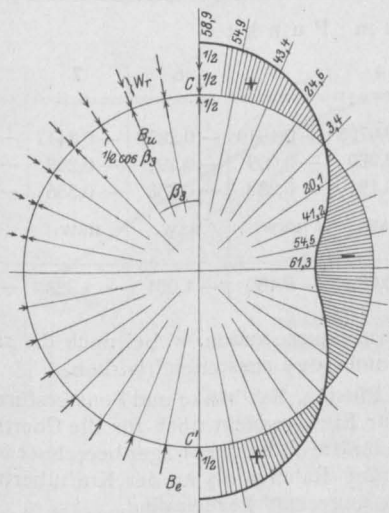
hierbei sind die 4 am stärksten vom Winde getroffenen Binder zu einem einzigen zusammengefaßt gedacht worden.

Der Laternenrahmen erhält aus seinem Eigengewichte die für einen eingespannten Bogen in üblicher Weise ermittelten Momente  $M_g$ , wobei hier die Mitwirkung der Kuppelbinder und des Druckringes außer Betracht bleiben konnte. Außerdem hat der Laternenrahmen noch die Scheitelmomente



von je 4 Bindern teilweise aufzunehmen, soweit diese nicht durch den Druckring aufgenommen werden. Es wirkt das Moment

$$M_g = +4 \cdot 1,63 = \sim 6,5 \text{ mt,}$$



$W_r$  = Gesamter Winddruck auf den Binder  $r$ ,  
 $B_u$  = Gegendrücke der Binder auf der Luvseite,  
 $B_e$  = desgl. auf der Leeseite.

Fig. 57 a.

welches ergibt

$$X_a = +0,166 \cdot 6,5 = +1,08 \text{ mt}$$

und

$$X_c = +0,187 \cdot 6,5 = +1,215 \text{ t,}$$

$X_a$  und  $X_c$  ergeben die in der folgenden Übersicht eingetragenen Momente  $M'_g$ . Einseitiger Winddruck ergibt für die 4 stärkst belasteten Kuppelbinder das Scheitelmoment

$$M_w = \pm 13,64 (2 \cdot 0,995 + 2 \cdot 0,957) = \pm 53,3 \text{ mt,}$$

welches ergibt

$$X_b = \pm 0,0572 \cdot 53,3 = \pm 3,06 \text{ t,}$$

$X_b$  ergibt die folgenden Momente  $M_w$ .

Einseitige Schneelast kann außer Betracht bleiben, da die Momente hieraus erheblich hinter denen aus Wind bleiben.

Punkt	$M_g$	$M'_g$	$M_g + g'$	$M_w$	$M_{\max}$	$M_{\min}$
0	+11,22	+5,45	+16,67	$\pm 24,4$	+41,1	-7,5
1	+5,08	+4,78	+9,86	$\pm 24,4$	+34,3	-14,5
2	-7,14	+2,83	-4,31	$\pm 23,5$	+19,2	-27,8
3	-11,89	+1,65	-10,24	$\pm 22,0$	+11,8	-32,2
4	-8,52	+0,98	-7,54	$\pm 19,8$	+12,3	-27,3
5	-2,95	+0,04	-2,91	$\pm 15,3$	+12,4	-18,2
6	+1,84	-0,58	+1,26	$\pm 10,5$	+11,8	-9,2
7	+4,72	-0,96	+3,76	$\pm 5,5$	+9,3	-1,7
8	+7,10	-1,03	+6,07	0	+6,1	+6,1

Die Laternenrahmen sind in sehr kräftiger Weise bewehrt, die größte Beanspruchung im Schnitte 2 beträgt unter Berücksichtigung der Normalkräfte und der Doppelbewehrung  $\sigma_b = 26$ ,  $\sigma_e = 928 \text{ kg/qcm.}$

#### 4. Ringdecken.

Sieht man zunächst von einer teilweisen Übertragung des Windes durch die kräftigen aus Pfosten und Fensterbalken gebildeten Rahmen ab, so haben die Ringdecken die Aufgabe, die Hälfte der Windkräfte von der Luv- nach der Leeseite zu leiten (Fig. 57). Für die Lasteinheit in C wirken auf die Ringdecke in C und C' zwei einander entgegengesetzt gerichtete gleich große Kräfte  $\frac{1}{2}$ , in 1 und 1' wirken  $\frac{1}{2} \cos \beta_1$  usw. Die Momente für die Lasteinheit in C und C' sind auf

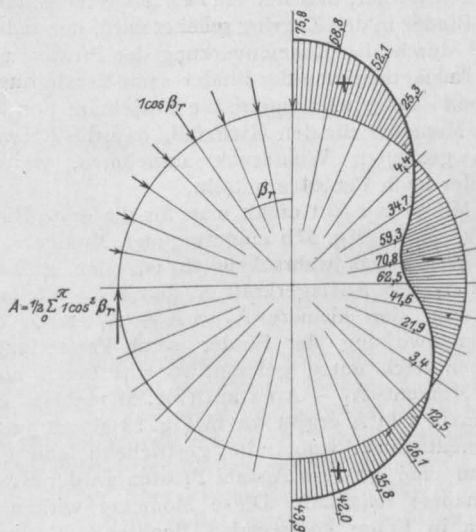


Fig. 57 b.

S. 240 ermittelt, sie sind mit  $\frac{1}{2} \cos \beta_r$  zu multiplizieren, durch Übereinanderlegen der einzelnen

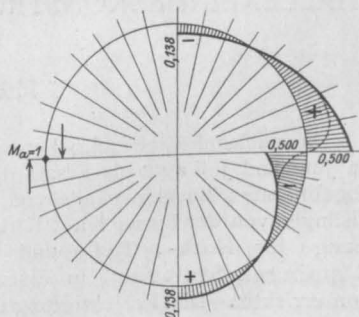


Fig. 58.

Belastungssysteme erhält man die folgenden Zahlen (Beiwert  $\frac{r}{4}$ ) und mit  $W = 5,3$  t die in Fig. 57a eingetragenen Werte für die erste Ringdecke.

— 63,1 mt bei Fall a und + 75,0 und — 70,8 mt bei Fall b. Die Ringdecken werden gebildet aus der 8 cm starken Deckenplatte als Steg, der Versteifungsrippe der Kuppelbinder innen und

Last	im Punkte	M o m e n t i m P u n k t e								
		0	1	2	3	4	5	6	7	8
1,00	0	+ 0,6366	+ 0,4415	+ 0,2539	+ 0,0810	— 0,0705	— 0,1949	— 0,2873	— 0,3442	— 0,3634
0,981	1	+ 0,433	+ 0,625	+ 0,433	+ 0,249	+ 0,080	— 0,069	— 0,191	— 0,282	— 0,338
"	1*	+ 0,433	+ 0,249	+ 0,080	— 0,069	— 0,191	— 0,282	— 0,338	— 0,356	— 0,338
0,924	2	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.
"	2*	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.
Summe		+ 1,435	+ 1,337	+ 1,057	+ 0,601	+ 0,082	— 0,489	— 1,004	— 1,328	— 1,537

Der zweite Fall in der Übertragung der Ringdecken ist der, daß nur ein Teil des Windes durch die Binder in den Zugring geleitet wird, der andere Teil durch die Rahmenwirkung der Pfosten und die Rahmenwirkung der Binder samt Versteifungsrippen (siehe axonometrische Projektion Fig. 33). Die Momente für den Grenzfall, daß die Rahmen den gesamten Winddruck aufnehmen, werden wieder nach Fig. 51 ermittelt.

Mit  $W = 5,30$  t erhält man für die erste Ringdecke die in Fig. 57b eingetragenen Momente.

Wird, was wahrscheinlich ist, der größere Teil  $A_1$  der Auflagerkraft A durch die äußeren Pfosten, der kleinere  $A_2 = A - A_1$  durch die Rahmenwirkung der Binder samt Versteifungsrippen nach unten geleitet, so tritt bei A noch ein Moment  $(A_1 - A_2) a$  auf (Fig. 51 rechts). Ein Moment 1 in A ergibt die in Fig. 58 eingetragene Momentenlinie, wobei die gestrichelte Linie gilt, wenn eine größere Anzahl Pfosten an der Kraftaufnahme teilnimmt. Diese Momente wirken in allen in Frage kommenden Punkten entlastend. Die größten Momente, also die Grenzwerte, betragen in der ersten Ringdecke + 58,9 und

dem Fenstersturze außen, wobei noch die radialen Deckenunterzüge aussteifend wirken.

Die Pfosten, Sohlbänke und Fenstersturze sind außer für Eigengewicht noch für die Übertragung der Windkräfte als Rahmenträger berechnet worden, wobei fünf Rahmen als an der Kraftübertragung beteiligt angesetzt worden sind.

Die vorstehend wiedergegebenen statischen Berechnungen, also vor allem die Berechnung des Unterbautragwerkes, unter Berücksichtigung der Torsionsmomente, die Einbeziehung des elastischen Verhaltens des Zugringes und Druckringes samt Laternenbindern in das Kuppeltragwerk und die Berechnung der Ringdecken, sind vom erstgenannten Verfasser aufgestellt worden. Von der Firma sind, wie bereits erwähnt, die konstruktive Ausbildung, insbesondere die Festlegung der endgültigen Querschnitte und der Bewehrung, die Berechnung des Windrahmens und aller anderen hier nicht aufgeführten Bauteile sowie verschiedene zu den Untersuchungen der Bauverwaltung parallel laufende eigene Berechnungen.

## HALLENBINDERKONSTRUKTION IM DAMPFSÄGEWERK KOCH, EISLINGEN (WÜRTTEMBERG).

Von Dipl.-Ing. P. Noack (Stuttgart).

Das nachstehend beschriebene Bauwerk wurde im Juni und Juli 1912 als Ersatz der im April 1912 abgebrannten Maschinenhalle von Johann Koch in Eislingen von der Firma Karl Kübler, Unternehmung für Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau, Göppingen-Stuttgart, in Eisenbetonkonstruktion errichtet. Die Projektierung und Leitung der Ausführung lag in den Händen des Verfassers.

Die abgebrannte Halle war als Fachwerksbau

mit eisernem Dachstuhl bei dem Brande binnen kurzer Zeit vernichtet worden. Um für die Zukunft monatelange Betriebsstörungen durch die in Sägewerken so häufigen Brände zu vermeiden, wurde von der Bauherrschaft unbedingte Feuer-sicherheit der Tragkonstruktion der neuen Halle zur Bedingung gemacht.

Die zunächst aus wirtschaftlichen Gründen vorgeschlagene Konstruktion einer Hallenüber-



deckung als einfaches Bogendach mit Zugbändern wurde deshalb verworfen, denn die Zugbänder hätten, selbst wenn sie ummantelt wären, den bei Bränden auftretenden Temperaturen nicht stand-

Fenster angeordnet. Schließlich wurde die gesamte Betonkonstruktion nach dem Ausschalen gut geweißt. Die Beleuchtung der fertigen Halle ist infolge dieser Maßnahmen eine sehr gute (vgl. Fig. 3).

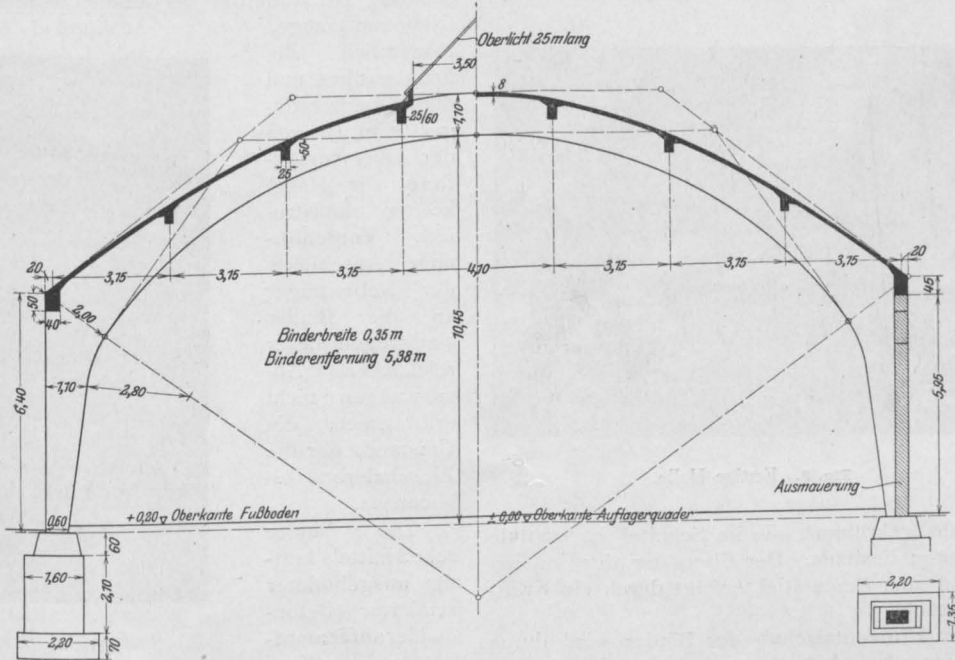


Fig. 1. Querschnitt des Binders.

halten können, womit der Einsturz des Daches mit Sicherheit zu erwarten war.

Weiter forderte die Bauherrschaft einen möglichst hohen und luftigen Raum (mit Rücksicht auf die starke Staubentwicklung), sowie gute Beleuchtung.

Man gelangte so zu einer Hallenausbildung, deren Haupttragkonstruktion 22,80 m weit gespannte, freitragende Zweigelenkbinder bilden, auf die durch Nebenträger die Dachhaut übertragen wird (vgl. Fig. 1 u. 2).

Im First ist ein 3,50 m im Lichten weites, kittloses Oberlicht mit Drahtglas angeordnet, während die seitliche Beleuchtung durch sehr große, in der Ausmauerung zwischen den Bindern ausgesparte Fenster erzielt wird. Überdies sind im Giebelabschlußbinder große

Die Hauptabmessungen sind die folgenden: Hallenlänge 43,40 m, Breite 23,40 m, Lichthöhe etwa 11,0 m; theoretische Spannweite der Binder 22,80 m, Binderentfernung 5,38 m, Binderbreite 0,35 m; Stärke der Binder am Fußgelenk 0,60, in 6,40 m Höhe über demselben (am Ansatz der Dachhaut) 2,00 m (radial gemessen). Die Höhe des

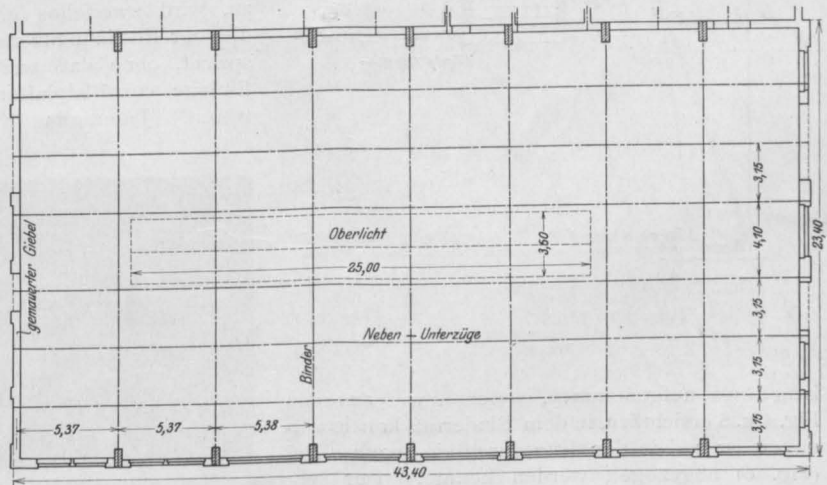


Fig. 2. Grundriß der Maschinenhalle.



bogenförmigen Binderteiles schwankt den Momenten entsprechend, zwischen 0,85 m und 1,55 m und beträgt im Scheitel 1,10 m.

Die obere und untere Begrenzungslinie des Binderbogens, sowie der Dachhaut, sind nach



Fig. 3. Fertige Halle.

Parabeln gekrümmt, die im Scheitel horizontale Tangenten besitzen. Der Übergang der inneren Leibung zum Binderstiel erfolgt durch ein Kreisbogenstück.

Der Horizontalschub der Binder wird durch ein 12 cm über dem theoretischen Gelenk angebrachtes, aus 2  $\phi$  30 mm Rundeisen bestehendes

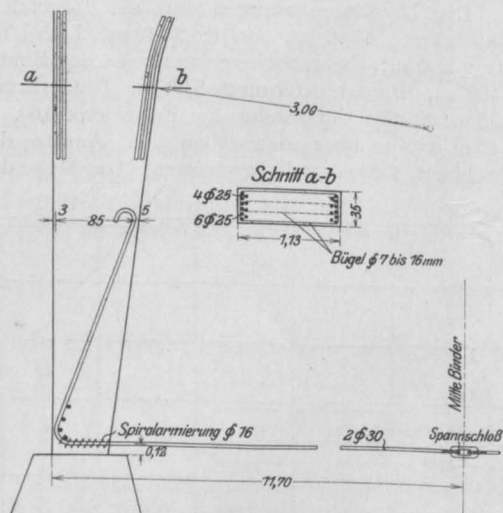


Fig. 4.

Zugband aufgenommen, welches, wie aus den Fig. 4 u. 5 ersichtlich, in dem Binderfuß kräftig verankert ist und in der Mitte durch ein Spannschloß (Fig. 6) angezogen werden konnte. Der sehr stark gedrückte Beton des Binderfusses um das

Zugband ist durch Spiralarmierung umschnürt und damit gegen seitliches Ausweichen gesichert.

Die Spannweite der Dachhaut beträgt 3,15 bzw. 4,10 m, ihre Stärke 8,0 cm. Als Dacheindeckung ist Ruberoid verwendet worden. Die Nebenunterzüge, namentlich die Fensterstürze und die Oberlichtträger sind (wegen der Längsversteifung der Halle) kräftig konstruiert. Voutenförmige Anschlüsse der Nebenträger an die Binder sind wegen dieser reichlichen Abmessungen nicht erforderlich, ein Umstand, der die Einschalarbeit erleichterte.

Die Binder ruhen mittels kräftig ausgebildeter armierter Betonquaderauf Stampfbeton-Einzelfundamenten. Die theoretischen Gelenkpunkte werden durch sich kreuzende Eiseneinlagen bezeichnet, die zum Teil in die Auflagerquader, zur anderen Hälfte in den Binderfuß eingreifen. Durch die starke Verjüngung der Binder und die damit verbundene große Minderung des Trägheitsmomentes des Binderquerschnittes nach dem Gelenk zu, wird zweifellos eine Gelenkwirkung erzielt, die der Rechnungsvoraussetzung annähernd entspricht, ohne daß weitere Maßnahmen (etwa die Einlage von Bleiplatten, Dachpappe usw.) nötig wären. Jedenfalls haben sich irgendwelche

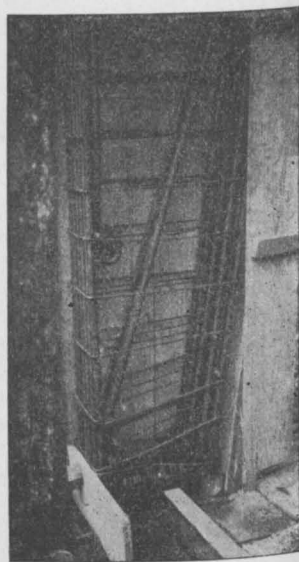


Fig. 5.

Binderfuß mit Zugband und Spiralarmierung um dasselbe. Zwei Schalwände entfernt.

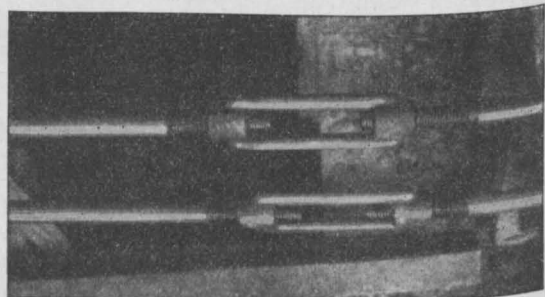


Fig. 6. Zugband mit Spannschlössern.

Schäden bei der vorliegenden Ausführung nicht gezeigt.

Den Abschluß der Halle gegen das darunter befindliche Kellergeschoß bildet eine nicht armierte Betondecke zwischen I-Trägern, in die übrigens auch die Zugbänder der Binder einbetoniert sind. Eine solche Betondecke ist, wie hier besonders hervorgehoben sei, bei derartigen unterkellerten Maschinenhallen das einzig richtige. Eine armierte Betondecke, wohl gar in Verbindung mit Eisenbetonunterzügen zu wählen, wäre ganz verkehrt, aus dem einfachen Grunde, weil diese nur mit großen Schwierigkeiten und Kosten im Projekt nicht vorgesehene, nachträgliche Aussparungen und Öffnungen anzubringen gestattet, während das bei nicht armierten Betonkappen ein leichtes ist.

Die Notwendigkeit solcher Öffnungen (von nicht unbeträchtlicher Größe) macht sich während des Betriebes sehr häufig bemerkbar, so bei Veränderungen an den Transmissionen, der veränderten Anordnung der einzelnen Maschinen untereinander, oder beim Montieren neu hinzukommender Maschinen.

Der statischen Berechnung

der Hallenkonstruktion sind folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt worden.

Die Dachhaut und die Nebenunterzüge wurden unter Berücksichtigung der Kontinuität außer für ihr Eigengewicht für eine mobile Nutzlast von 100 kg/qm berechnet, wie dies in Württem-

berg bei Dächern allgemein üblich ist. Bei den Bindern ist diese mobile Nutzlast außer Betracht geblieben.

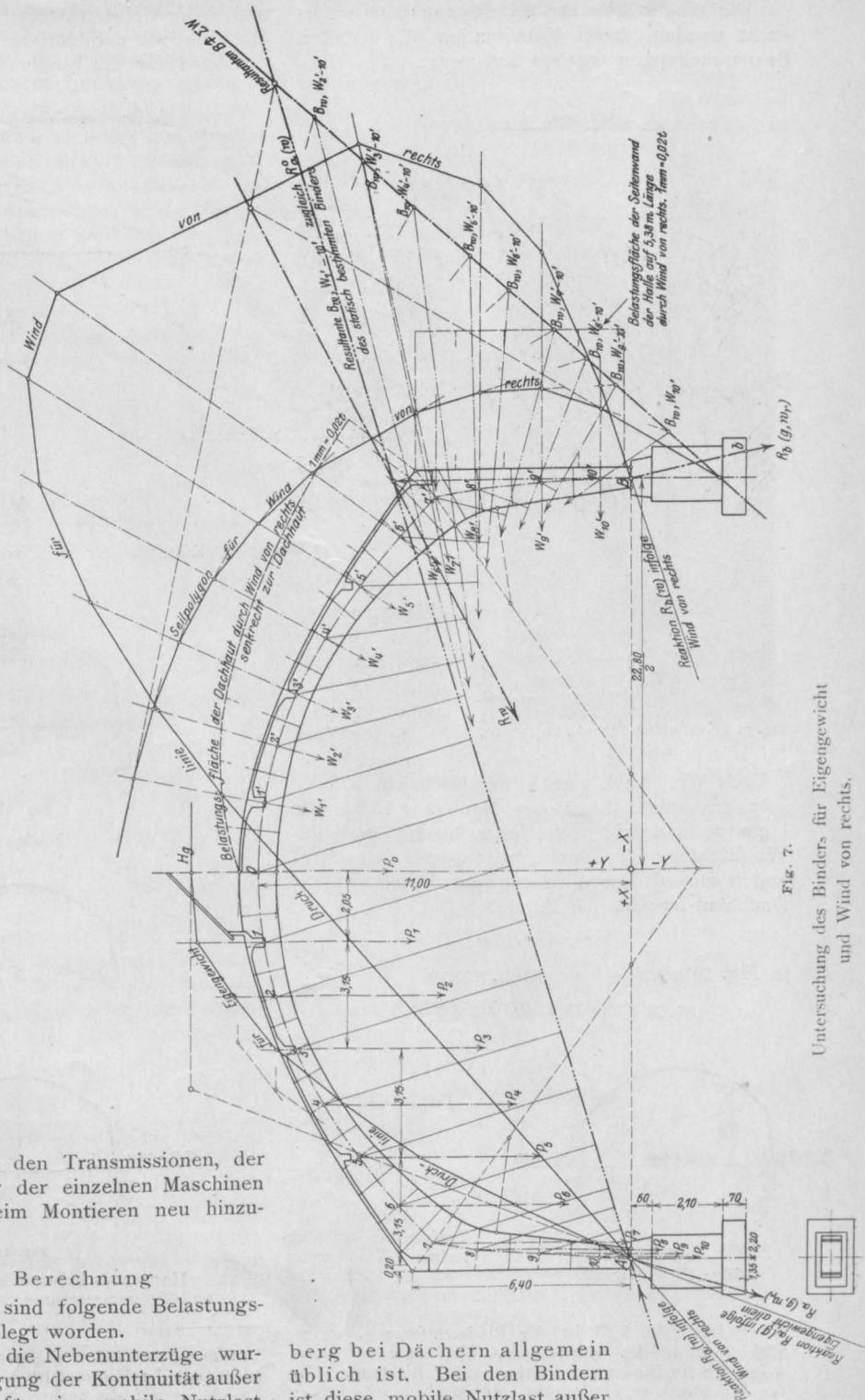


Fig. 7.

Untersuchung des Binders für Eigengewicht und Wind von rechts.

Die Binder sind für 2 Belastungsfälle untersucht worden, deren Kombination die größten Beanspruchungen ergeben und zwar:

und  $\alpha$  die Neigungswinkel der Tangenten an die Dachhaut mit der Horizontalen bedeuten.

Auch für die Binderstiele wurde mit Rück-

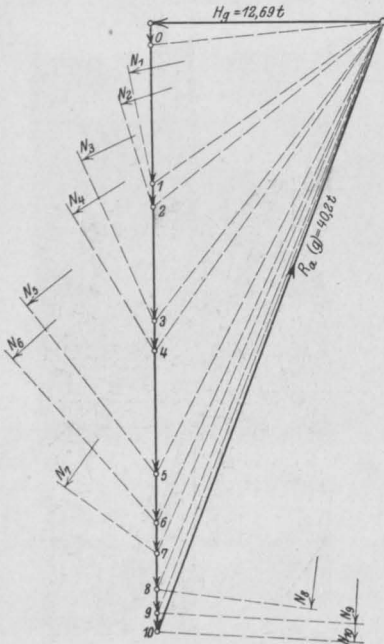


Fig. 8. Kräfteplan für Eigengewicht.

Als Winddruck wurden mit Rücksicht auf die sehr geschützte Lage des Neubaus 75 kg für 1 qm rechtwinklig getroffener Fläche und die Windrichtung der Einfachheit wegen horizontal angenommen. Der Winddruck auf die gekrümmte Dachhaut ist nach der Formel

$$w = w_0 \sin \alpha$$

in Fig. 10 graphisch ermittelt, worin

$$w_0 = 5,38 \cdot 75 = 405 \text{ kg/stgdm}^*)$$

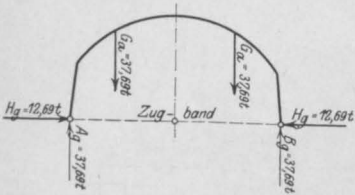
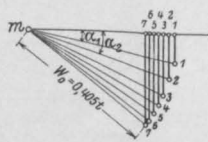


Fig. 9. Horizontalschub infolge Eigengewicht.



Bestimmung des senkrechten Winddruckes auf die Dachhaut.

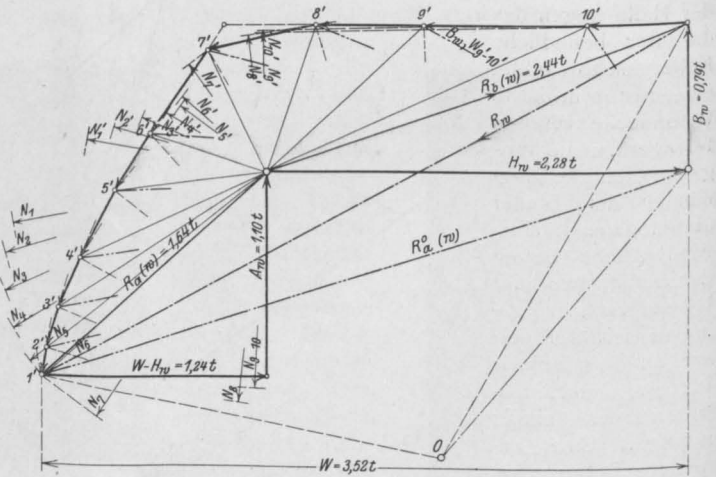


Fig. 11. Kräfteplan für Wind von rechts.

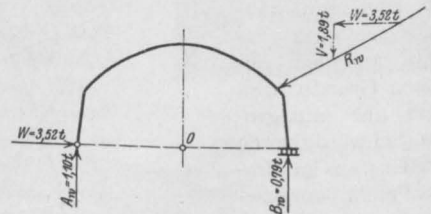


Fig. 12 a.

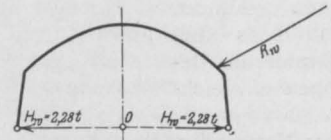


Fig. 12 b.

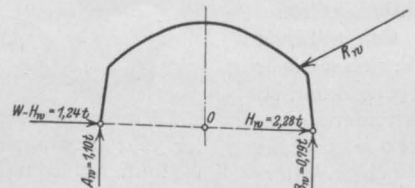


Fig. 12 c.

Horizontalschub infolge Wind von rechts und Zusammensetzung der Auflagerreaktionen.

\*) Die Zahl 5,38 ist die Binderentfernung,  $w_0 = 5,38 \cdot 75 = 405 \text{ kg}$  demnach der Winddruck auf einen steigenden m Binder, in horizontaler Richtung. Um den Winddruck  $w$  senkrecht zur Dachhaut zu erhalten, sind in Fig. 10 durch einen Punkt m Strahlen parallel zu den Tangenten an die Dachhaut gezogen, auf denen die

Strecke  $w_0 = 0,405 \text{ t}$  abgetragen wurde. Die Strahlen bilden mit der Horizontalen durch m die Winkel  $\alpha$ ; ihre Projektion auf die Senkrechten dazu stellen die Werte  $w = w_0 \sin \alpha$  dar. In Fig. 7 ist die Belastungsfläche durch Wind gestrichelt angegeben.

sicht auf den konstruktiven Zusammenhang des Füllmauerwerks und der Fenster mit den Bindern der volle auf ein Binderfeld entfallende Winddruck  $w_0 = 405 \text{ kg/stgdm}$  in Rechnung gezogen.

Schneelast ist außer Betracht gelassen worden, da einerseits die dafür in Frage kommenden Binderquerschnitte ohnehin reichlich genug dimensioniert sind und anderseits eine Kombination mit Wind der Wirklichkeit kaum entsprechen dürfte. Überdies ist die Dachneigung groß und die angewendete Dacheindeckung (Ruberoid) so glatt, daß nennenswerte Schneemassen nicht darauf werden haften können.

Die Berechnung der einfach statisch unbestimmten Zweigelenkbinder ist teils graphisch

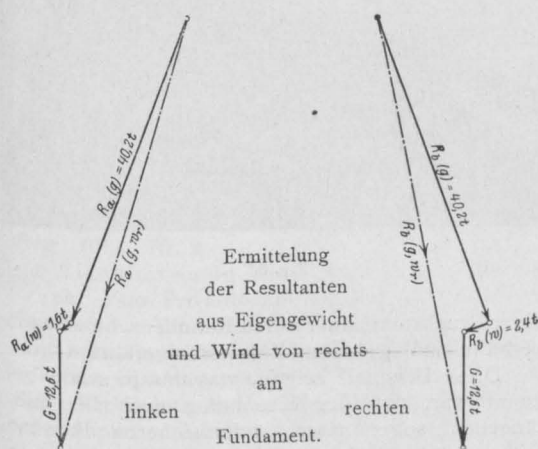


Fig. 13 a u. b.

(Fig. 7—13), teils rechnerisch, in Tabellenform durchgeführt worden.

Als statisch unbestimmte Größe ist der Horizontalschub  $H$  eingeführt, der sich unter Vernachlässigung des geringen Einflusses der Normalkräfte, sowie ohne Berücksichtigung von Temperaturdifferenzen ergibt aus der Elastizitätsgleichung:

$$H = \frac{\int_0^1 \frac{M^0 y ds}{E_b \cdot J}}{\frac{l_1}{E_e \cdot J} + \int_0^1 \frac{y^2 ds}{E_b \cdot J}} \dots \dots \dots (I)$$

Das erste Glied des Nenners stellt den Einfluß des Zugbandes dar.

Es bedeuten:

- $M^0$  = Balkenmomente des Binders, in mt,
- $y$  = Lamellenordinaten, in m,
- $ds$  = Lamellenlängen, in m,

$E_b$  = Elastizitätsmodul für Beton (konstant),

$E_e$  = „ für Eisen =  $15 \cdot E_b$ ,

$J$  = Trägheitsmomente der homogen angenommenen Binderquerschnitte, also ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen, in  $m^4$ . Zur Vereinfachung wird

$$J = \frac{b}{12} \cdot J' \text{ und}$$

$$J' = d^3$$

gesetzt, worin

$b$  = Binderbreite  
= 0,35 m,

$d$  = variable Binderhöhen,  
senkrecht zur strichpunkt-  
tierten Binderlängs-  
achse (Fig. 7)  
gemessen,  
in m,

$l_1$  = Zugbandlänge  
= 22,80 m,

$F$  = Zugbandquerschnitt  
= 2  $\varnothing$  30 mm,  
= 14,140 qcm,  
= 0,001414 qm.

Somit ist  $H$   
einfacher anzuschreiben mit:

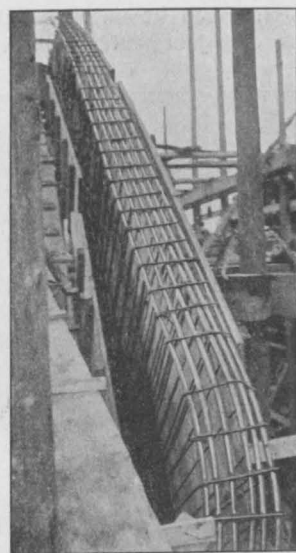


Fig. 13 c.

Die Eiseneinlagen des Binders  
(Trageisen und Bügel).  
Eine seitliche Schalwand ist  
provisorisch entfernt.

$$H = \frac{\frac{1}{E_b} \cdot \int_0^1 \frac{M^0 y ds}{J'}}{\frac{1}{E_b} \left[ \frac{l_1}{15 \cdot F} \cdot \frac{b}{12} + \int_0^1 \frac{y^2 ds}{J'} \right]}$$

oder:

$$H = \frac{\int_0^1 \frac{M^0 y ds}{J'}}{31,38 + \int_0^1 \frac{y^2 ds}{J'}} \dots \dots (Ia)$$

Die tatsächlich auftretenden Momente in den einzelnen Binderquerschnitten ergeben sich dann aus der weiteren Gleichung:

$$M = M^0 - H \cdot y \dots \dots \dots (II)$$

(Fortsetzung folgt.)



## DER EINFLUSS VON KANONENSCHÜSSEN AUF EISENBETON UND BRUCHSTEINBAUTEN.

Die Zeitschrift „Engineering News“ veröffentlichte am 8. Mai einige Mitteilungen aus der Stadt Mexiko über den Einfluß von Kanonenschüssen auf verschiedene Bauwerke, welche einiges Interesse verdienen.

In Fig. 1 ist ein in Eisenbeton errichteter Bau aus dem Jahre 1912 dargestellt, welcher während

In Fig. 2 und 3 ist der Einfluß einer 10tägigen Beschießung durch Kanonen auf ein Eisenbetongebäude ersichtlich, welches im Jahre 1910 errichtet wurde. Die äußeren Zerstörungen sind in den Abbildungen ersichtlich. Die Tragkonstruktion war trotz des schweren Geschützfeuers unversehrt geblieben; dagegen wurde die Zerstörung

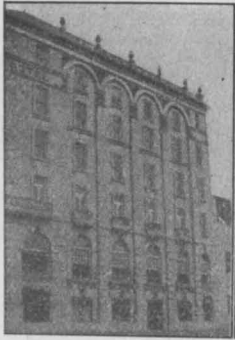


Fig. 1.



Fig. 2.



Fig. 3.

der Revolution zum größten Teil von Truppen besetzt war. Die Truppen des Präsidenten Madeiro waren auf dem Dache untergebracht. Während die Fenster des höchsten Geschosses von Gewehrschüssen zerstört waren und die obere Fläche der Vorderfront des mit einem glatten Verputz versehenen Hauses von Maschinenschüssen durchlöchert wurde, blieb das ganze Gebäude unzerstört.

einer Bruchsteinmauer durch Kanonenschüsse nach verhältnismäßig kurzer Zeit herbeigeführt.

Diese Beispiele zeigen, was uns ja schon bekannt war, daß der Eisenbeton auch bei militärischen sogenannten „schußsicheren Bauten“ mit größtem Erfolg zur Anwendung gebracht werden kann.

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Zemente aus Hochofenschlacke. Von Dr. Hermann Passow, Blankenese a. d. Elbe. Es wird besonders die Frage des notwendigen Gipsgehaltes besprochen. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 43.

Die Verwendung von Zementkalktraßbeton für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals. Von Regierungsbaumeister Karl Ostendorf. Ausführliche Angaben über die mit Zementkalktraßbeton angestellten Versuche zur Ermittlung seiner Druckfestigkeit und Dichtigkeit sowie der Haftfestigkeit an Eisen, die derjenigen des Zement-

betons nicht nachsteht. Zeitschrift für Bauwesen 1913. Heft IV—VI.

Über Zementkalkmörtel bei Talsperrenbauten. Vortrag von Prof. Dr.-Ing. h. c. R. Dyckerhoff in Amöneburg. Verfasser behandelt in kurzen Ausführungen die Frage der Wasserdichtigkeit der Mörtel und stellt unter Besprechung ausgeführter Sperrmauern fest, daß Zementkalkmörtel zum mindesten für Talsperrenbauten ebenso geeignet sind als die von Dr.-Ing. h. c. Hambloch, Andernach, empfohlenen Traßkalkmörtel. Mit Abb. einiger Sperrmauern. Deutsche Bauzeitung Mitt. 1913. Nr. 9.

Betrachtungen über Verbundmühlen. Von Dipl.-Ing. Eugen Ströder (Düsseldorf). Es



werden die verschiedenen Systeme der Verbundmühlen, die eine Vereinigung der Kugelmühle mit der Rohrmühle darstellen und sich besonders für die Vermahlung harter und mittelharter Stoffe zu Fertigmehl in einem einzigen Mahldurchgang ohne Verwendung von Zwischenapparaten, also z. B. zur Vermahlung von Hochofen- u. Schlacken-zement oder von Eisenportland- und Portland-zement besonders eignen, ausführlich besprochen. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 46.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Action of acids, oils and fats upon concrete. Von W. Laurence Gadd. Die zur Erforschung des Einflusses von Säuren, Ölen und Fetten auf Beton angestellten Untersuchungen ließen erkennen, daß

1. eine Beigabe von Öl oder Fett eine Verringerung der Festigkeit bewirkte;
2. tierische und Pflanzenöle, auf frischen Beton wirkend, diesen nach einiger Zeit zerstören;
3. durch eine Zugabe von Öl keine größere Wasserdichtigkeit herbeigeführt wird.

Kurzer Bericht über die Behandlung dieser Frage vor dem „Concrete Institute“. Concr. and Constr. Eng. 1913. Nr. 2.

Eisenbeton in Verbindung mit Mauerwerk. Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Verfasser führt ein Beispiel dafür an, wie mit Rücksicht auf die verschiedenen Eigenschaften von Mauerwerk und Eisenbeton die übliche Verbindung beider Stoffe durch Verzahnung oder ähnliche Anordnungen nicht in allen Fällen anzuwenden ist. In dem beschriebenen Falle handelt es sich um Eisenbetonfenstergewände, die nach ihrem Ausschalen große und zahlreiche Risse zeigten. Beton und Eisen 1913. Nr. 7.

Knickversuche mit einer Stäbe des eingestürzten Hamburger Gasbehälters, ausgeführt im Kgl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde. Von Dipl.-Ing. H. Rudeloff, Assistent am Materialprüfungsamt. Durch die Versuche wurde von neuem bestätigt, daß bei Berechnung der Knicklast zusammengesetzter Druckquerschnitte die gebräuchlichen Formeln, besonders die Eulersche, zu hohe Werte liefern. Wie die Müller-Breslausche Berechnung zeigt, ist nur bei Berücksichtigung des elastischen Verhaltens aller Teile des Stabes eine zuverlässige rechnerische Bestimmung der Bruchlast möglich. Geringe Exzentrizitäten oder Verbiegungen der Stabachse haben eine bedeutende Herabsetzung der Knicklasten im Gefolge. Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. 1913. Nr. 16.

Primo contributo allo studio dei materiali per costruzione idrauliche della Libia. Untersuchung über die in Tripolitani vorkommenden, zu Wasserbauten geeigneten Stein- und Sandmaterialien. Von Professor Luigi Luiggi. Be-

achtenswert sind die Untersuchungen über die zum Beton verwendbaren Sande. Im allgemeinen nur wenige vereinzelte Fundorte. Der Sand sehr feinkörnig, aber mit etwas erhöhtem Zementzusatz gut verwendbar. Ann. soc. Ing. ed Arch. Ital. 1913. Nr. 4. — Il cemento 1913. Nr. 6 und 7.

Über den Einfluß des Zementes auf die Druckfestigkeit im Kalkmörtel. Von Brabandt, Siegen i. Westf. Die an Probewürfeln aus Kalkmörtel mit dem Mischungsverhältnis 1:2 angestellten Versuche über den Einfluß eines Zementzusatzes ergaben eine Steigerung der Druckfestigkeiten mit wachsendem Zusatz. Verfasser zeigt jedoch weiter, wie unzweckmäßig hierbei das übliche Verhältnis 1 Kalk : 2 Sand sein kann und wie besonders bei fetten Mischungen sich der Mörtel mit zunehmendem Kalkgehalt verschlechtert. Durch vom Verfasser entwickelte Ausbeuteformeln läßt sich eine wirtschaftlichste Zusammensetzung der Mörtel ermitteln. Zentralblatt der Bauverw. 1913. Nr. 36.

Versuche über das Rosten von Eisen in Mörtel und Mauerwerk. Kurze Angaben über die vom Deutschen Ausschluß für Eisenbeton hierüber angestellten Versuche. Zentralblatt der Bauverw. 1913. Nr. 34.

Zur Frage der chemischen Widerstandsfähigkeit der Zemente. Von Dr. Walter Knothe. Die gemachten Ausführungen lassen sich dahin zusammenfassen, daß die leichte Angreifbarkeit von Portlandzement durch Kalksalze, wie sie für das Kalziumsulfat und das Kalziumchlorid bereits festgestellt ist, offenbar auch bei Berührung mit konzentrierten Kalksalzlösungen anderer Säuren zutage tritt und daß man speziell in dem Erzement und den Hochofenzementen chemisch beträchtlich widerstandsfähigere Mörtelstoffe zur Verfügung hat. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 43.

Festigkeit von Ziegelmauerwerk und ihre Abhängigkeit von der Art des Mörtels. Mitteilungen aus der Königl. Sächs. Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt Dresden von Privatdozent Dipl.-Ing. O. Wawrziniok. Es sollten folgende Fragen geklärt werden:

1. In welcher Weise nimmt die Festigkeit von Mauerwerk bei fortschreitender Erhärtung des Mörtels zu und welche Festigkeit erreicht er in verschiedenen Altersstufen?
2. Welchen Einfluß übt die Art des Mörtels auf die Festigkeit und auf die Festigkeitszunahme aus?
3. Welche Änderung erleiden die elastischen Eigenschaften des Mauerwerks bei fortschreitender Erhärtung?

Von den Versuchen werden der Versuchsplan, die verwendeten Baustoffe, die Herstellung und Lagerung der Probekörper, die Versuchsergebnisse und die Schlußfolgerung eingehend angegeben. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 47.

## 3. Wirtschaftliches.

Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. Kurzes Referat über die erstatteten Berichte und gehaltenen Vorträge. Der Betonbau 1913. Nr. 1.

Von der 16. Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“ in Berlin 1913. Eingehendes Referat über die Verhandlungsgegenstände und Vorträge. Deutsche Bauzeitung Mitt. 1913. Nr. 5, 6 und 8.

Verein der österreichischen Zementfabrikanten. Die Verhandlungen und Vorträge der 19. Hauptversammlung werden kurz angegeben. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 46.

Association des Fabricants allemands de Ciment Portland 36<sup>e</sup> assemblée générale. Kurze Wiedergabe der auf der Tagung erörterten Fragen. Le ciment 1913. Nr. 3 und 4.

## II. Theorie.

Versuche über die Spannungsverteilung in gekerbten Zugstäben. Von E. Preuß in Darmstadt. Die Versuche zeigen, in welcher Weise die Spannungsverteilung in dem durch die Kerben geschwächten Querschnitte und insbesondere die auftretende Höchstspannung in den tiefsten Punkten der Kerben innerhalb des Gebietes der elastischen Formänderungen, also innerhalb des Gebietes der Nutzsparnungen unserer Bauteile, von der Form und Größe der Kerben abhängig ist. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1913. Nr. 17.

Zur Theorie des Balkens unter Verkehrslast. Von Dr. Wolfgang Vogt, Privatdozent an der Techn. Hochschule in Karlsruhe. Die Fläche der Maximalmomente eines zweifach gestützten Balkens für einen über ihn wandernden Lastenzug von  $n$  Lasten ist bekanntlich von  $n$  Stücken kongruenter Parabeln mit senkrechten Achsen begrenzt. Die Abhandlung bringt in theoretischer wie konstruktiver Hinsicht die vereinfachte Lösung der Frage nach den Maximalmomenten, d. h. bei welcher Stellung des Lastenzuges in einem Querschnitt das größte Biegemoment auftritt. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1913. Nr. 16.

Allgemeine Berechnung des Trägers mit Halbschrägen. Von Dr. techn. Ed. Bažant, Prof. a. d. k. k. techn. Hochschule in Prag. Eingehende theoretische Untersuchung. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. 1913. Nr. 15.

Angenäherte Berechnung rechteckiger Platten. Von H. Lorenz. Die auf theoretischem Wege gefundenen Formeln werden zum Schluß noch mit den Ergebnissen der Versuche C. Bachs verglichen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1913. Nr. 16.

Applications pratiques des Instructions Ministérielles du 20 octobre 1906 relatives

au calcul des pièces fléchies en béton armé. Von N. de Tedesco. Verfasser gibt eine einfache Methode zur Berechnung auf Biegung beanspruchter Plattenbalken an, die im Gegensatz zu den in den ministeriellen Bestimmungen angeführten Gleichungen weit schneller zum Ziele führt und doch den Vorschriften gerecht wird. Le Génie civil 1912/13. Nr. 26.

Der beiderseits eingespannte elastische Bogenträger als räumliches System betrachtet mit besonderer Berücksichtigung auf die praktisch-statische Berechnung der gewölbten Brücken und der Balkenträger. Von Ing. Dr. Siegmund Schwätzer, Konstrukteur a. d. k. k. Techn. Hochschule in Wien. Die Arbeit bezweckt die Herleitung der Formeln für die sechs statisch unbestimmten Größen eines symmetrisch gestalteten eingespannten elastischen Bogenträgers bei allgemeinstem Lastangriff, wobei in anderer als sonst üblicher Weise vorgegangen wird. Anschließend werden neue, für die Praxis leicht verwendbare Näherungsformeln sowohl für die Gewölbe, als auch für den Balkenträger abgeleitet, hierauf auf Grund derselben der Einfluß der horizontalen Querbelaftung bei gewölbten Eisenbahnbrücken (Winddruck, Seitenstöße, Fliehkraft), sowie der Einfluß der einseitigen Belastung und der einseitigen Bremskraftwirkung bei Anordnung zweier Gleise ermittelt und die treffliche Übereinstimmung der Näherungsformeln für den Balkenträger mit den genauen Werten gezeigt. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 13 u. 14.

Die freitragenden Dächer in Eisenbeton. Von Prof. L. Geusen in Dortmund. Verfasser ermittelt den Einfluß der Wind- und Schneebelaftung für ein kreisförmiges Eisenbetongewölbe unter Berücksichtigung der Bestimmungen vom 31. Januar 1910 über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen. Beton u. Eisen 1913. Nr. 6 u. 7.

Method of designing arches, Kingshighway Viaduct, St. Louis. Die Berechnung des Eisenbetongewölbes von 52 m Spannweite durch Einflußlinien wird in ihren Grundzügen erörtert. Eng. Record 1913. Nr. 5.

Bestimmung der Abmessungen von Bogen- und Wölbtragwerken unmittelbar aus den Ergebnissen der statischen Untersuchung. Von Dr.-Ing. Robert Schönhöfer, Professor in Braunschweig. Bei Berechnung der statisch unbestimmten Bogen- und Wölbtragwerke ergeben sich zunächst bei Zugrundelegung einer bestimmten Bogenform Unterschiede zwischen den gerechneten und zulässigen Spannungen, die eine örtliche, den Spannungsunterschieden entsprechende Änderung der Querschnittsabmessung erfordern, sofern die Unterschiede nur gering sind und so-

mit keine neue statische Untersuchung verlangen. Verfasser gibt zu diesem Zwecke ein einfaches graphisches Verfahren an, nach dem die Bogenquerschnitte unter Anpassung an die Grenzspannungen geändert werden. Der Betonbau 1913. Nr. 1.

Calcolo delle piastre in cemento armato. Berechnung von Platten aus armiertem Beton. Mitteilungen über die Arbeiten der von der französischen Regierung beauftragten Kommission, nach den Veröffentlichungen in den Annales des Ponts et Chaussées 1912. VI. Es werden Formeln über die auftretenden Durchbiegungen und Bieugungsmomente aufgestellt und mit den Formeln von Navier und Bach verglichen. Il cemento 1913. Nr. 6 u. 7.

Der Wert verschiedener Bewehrungen gegen die Normalkräfte in Eisenbetonbalken mit Berücksichtigung von Versuchen. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger, Wien. Mitteilungen über die vom Verfasser angestellten diesbezüglichen Versuche mit Eisenbetonbalken. Der Betonbau 1913. Nr. 1. — s. L. 1913. Nr. 3.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche mit nietlosen Gitterträgern als Bewehrung für Eisenbeton. Vortrag von Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Privatdozent in Darmstadt. Verfasser gibt eine kurze Zusammenstellung über die mit nietlosen Gitterträgern, die maschinell aus Flacheisen hergestellt werden, angestellten Versuche, als deren hauptsächlichste Ergebnisse hervorzuheben sind:

1. Die Träger bilden ein einziges, fertig verlegbares Gebrauchsstück und erleichtern somit die praktische Ausführung der Eisenbetonkonstruktion wesentlich;

2. der umgebende Beton wird in viel höherem Maße zur Mitarbeit zwangsweise herangezogen, als es bei Rundeisen möglich ist. Mit Abb. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 8.

Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten. Einfluß der Haken. Von Prof. Dr.-Ing. C. Bach u. Ing. O. Graf. Kurzer Auszug des Heftes „A“ des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, das einen Überblick über die umfangreichen Versuchsberichte enthält. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 9.

Die Feuersicherheit des Eisenbetons. Von R. Saliger. Der Brand des Dachraumes eines Werkstättengebäudes wird eingehend besprochen und hierbei gezeigt, wie Eisenbetonwerk mehr als vier Stunden einem Brande widerstehen kann, ohne das Feuer durchzulassen und ohne bei nahezu voller Belastung einzustürzen. Zerstörungen wiesen nur die dünneren Konstruktionsteile auf und man kann daher bei Eisenbetonbauten die unteren Geschosse in höherem Maße als feuersicher und ungefährdet ansehen. Mit Abb. Der Betonbau 1913. Nr. 1. — s. a. L. 1913. Nr. 5.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Russische Vorschriften für Eisenbetonbauten. Es werden einige Punkte der neuen russischen Ministerialverordnung vom 2. März 1911 angeführt. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 30. — s. L. 1913, Nr. 2.

Berliner Eisenbetonvorschriften für Schornsteine, Brandmauern, Stufen, Einspannung, Steineisenmauerwerk. Die neuen Vorschriften vom 19. März 1913 werden abgedruckt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 49.

Eisenportlandzement zu Eisenbetonhochbauten. Der neue preußische Erlaß vom 26. März 1913, der die bisherige Beschränkung des Eisenportlandzementes aufhebt, wird abgedruckt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 43.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Wirkungen der Temperaturschwankungen auf Mauerwerkskörper. Von Dipl.-Ing. Hencky. Kurze Zusammenstellung der Hauptergebnisse der Arbeiten der Franzosen Thonet und Deuil, die u. a. zu dem Schluß gelangen, daß die modernen Mörtel, welche Zug- und Druckspannungen auf ziemlich weite Strecken übertragen, durch den Einfluß der Temperatur für den Bestand der Mauer verhängnisvoll werden. Hierbei bewirken nicht die Zugspannungen infolge der Abkühlung, sondern die Druckspannungen infolge der Temperaturerhöhung die Zerstörung des Mauerwerkskörpers. Die Ergebnisse finden eine Bestätigung in Zerstörungen, die an ausgeführten Mauern beobachtet worden sind. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Nr. 8.

L'insonorité des ouvrages en ciment armé. Der vielfach erwähnte Nachteil der Eisenbetonbauten, den Schall nicht genug zu dämpfen, wird durch einfachen Linoleumbelag in den Räumen behoben. Le ciment 1913. Nr. 3.

Large concrete pile installation. Die umfangreichen Gründungsarbeiten durch Betonpfähle werden kurz beschrieben. Mit Abb. Eng. Record 1913. Nr. 2.

The use of concrete for ornamentation in America. In einigen Abbildungen wird die geschickte Verwendung von Beton zu ornamentalen Konstruktionen gezeigt. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 2.

Befestigung von Gegenständen an Betondecken. Kurze Beschreibung mit Abbildungen einer gußeisernen Dübelhülse, die beim Bau mit einbetoniert wird, und in die die Schraubenbolzen nachträglich eingeführt werden können. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 43.

Berechnung von Steineisendecken. Von

Oberingenieur A. Burghardt. Verfasser leitet Formeln für die Berechnung der Hohlziegeldecken mit runden Löchern unter Berücksichtigung der Stegspannungen und Hohlräume ab. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 45.

Etwas über Zementschwarz. Vom Chemiker Karl Härting. Die im Handel üblichen Farbzuschläge zum Schwarzfärben des Zementes werden beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 43.

Concreting the flors and columns in the Butler Brothers Building, Chicago. Beschreibung der Betonierungsarbeiten eines 23 stöckigen Gebäudes. Mit Abb. Eng. Record. 1913. Nr. 2.

A 500-ton reinforced-concrete scow. Angaben über ein Eisenbetonschiff, dessen Abmessungen betragen: 34,4 m Länge, 8,8 m Breite und 3,35 m Tiefe. Eng. News 1913. Nr. 10.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Reinforced concrete water-tower at Scopwick. Kurze Beschreibung eines Wasserturmes von rd. 15 m Höhe und einem zylindrischen Behälter von 125 cbm Inhalt; der Unterbau ist in Gerüstform ausgebildet. Mit Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 2.

Der Beton und Eisenbeton auf der Leipziger Bauausstellung „Das österreichische Haus“. Kurze Beschreibung einer von der Wiener Firma Janesch und Schnell erfundenen Bauweise, die Betonhohlsteine in Winkelform verwendet. Beton und Eisen 1913. Nr. 7.

Der erste Kinobau ganz aus Betonwerkstein. Von Paul Westheim. Kurze Beschreibung mit Abbildungen des am Nollendorfplatz (Berlin) errichteten Kinotheaters. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 45.

Erzbunker aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer. Ausführliche Beschreibung eines Bunkers für 300 cbm Inhalt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 49.

Industrial plant with all structures built of reinforced concrete. Von W. J. Knight, St. Louis. Beschreibung der Eisenbetonkonstruktionen einer Fabrikanlage, unter denen sich auch Sheddächer befinden. Mit Abb. Eng. Record 1913. Nr. 10.

Extension of Works, Siemens Bros. & Co., Woolwich. Von F. Southey, A.M. Inst. C.E. Beschreibung eines Fabrikanbaues, bei dem Eisenbeton für die Decken- und Dachkonstruktionen, sowie für die Treppenanlagen zur ausgedehnten Anwendung kam. Mit zahlreichen Abb. Concrete and Constr. Eng. 1913. Nr. 2.

A large reinforced-concrete elevated tank. Von H. J. Mensch. Kurze Ausführungen über einen Wasserturm in Eisenbeton nach System Intze. Das Fassungsvermögen des Behälters be-

trägt 2260 cbm, sein Durchmesser rd. 15 m. Mit Abb. Eng. News 1913. Nr. 7.

Vélodrome en ciment armé. Kurze Beschreibung der in Eisenbeton aufgeführten Radrennbahn zu Zürich. Le ciment armé 1913. Nr. 4. Siehe auch L. 1913. Nr. 5.

Eisen oder Eisenbeton bei Geschäftshausbauten. Von Dipl.-Ing. Willy Lesser in Berlin. Der Verfasser untersucht alle Vor- und Nachteile beider Ausführungsweisen für Geschäftshausbauten und kommt zu dem Endergebnis, daß es verständlich sei, wenn bei den Geschäftshausneubauten der City neuerdings wieder vornehmlich Eisenkonstruktionen verwendet werden. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 28.

Unter demselben Titel:

Eisen und Eisenbeton bei Geschäftshausbauten bringt Dr.-Ing. E. Probst, Privatdozent an der Techn. Hochschule in Berlin eine Entgegnung hierzu, in der er zunächst auf einige Irrtümer hinweist und dann vor den Schlußfolgerungen warnt. Dr.-Ing. Probst weist nach, daß es wohl möglich sei, die von Dipl.-Ing. Lesser angeführten Nachteile des Eisenbetons für Geschäftshausbauten zu vermeiden. Deutsche Bauztg. 1913. Nr. 30.

Hierzu entgegnet in Nr. 34 der Deutschen Bauzeitung Dipl.-Ing. Lesser unter derselben Überschrift.

## 3. Ausführungen im Brückenbau.

Trasporto di un ponti di calcestruzzo armato. Verschiebung einer Eisenbetonbrücke in Wels, Oberösterreich. Die Brücke führt über den Obergraben einer Turbinenanlage, deren Erweiterung eine Verlegung der Brücke nötig machte. Die aus 3 Plattenbalken von 14 m Spannweite bestehende 4 m breite Brückenbahn wurde 25 m weit seitlich verschoben und gleichzeitig 20 cm gesenkt. Die 70 t wiegende Brücke wurde in 2 Tagen durch 12 Arbeiter mittels Winden verschoben. Il cemento 1913. Nr. 7.

Neuere weitgespannte Eisenbetonbrücken. Von Dip.-Ing. Theodor Gesteschi, Berlin.

1. Die Straßenbrücke über das Tal des Nashua-Flusses in Fitchburg, Massachusetts. Beschreibung des aus 5 Öffnungen bestehenden Bauwerkes von 198 m Länge, dessen größte Öffnung eine Stützweite von 61 m aufweist und durch eine Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn überspannt wird. Die Bögen sind nach der Bauweise Melan hergestellt; die Schalung wurde hierbei an der Armierung aufgehängt. Mit Abb. Siehe auch L. 1913. Nr. 5. Desgl. Eng. News 1913. Nr. 10.

2. Eisenbahnbrücke über den Varflouß in La Mescla, Frankreich. Die Brücke, die eine Lichtweite von 60 m besitzt, wird durch zwei

Bogenträger über der Fahrbahn gebildet, welche sich auf zwei unter der Fahrbahn liegende Freiträger stützen, deren Ausladung je 9,60 m beträgt. Kurze Beschreibung des Bauwerkes mit Abb. und einer Tafel. Beton und Eisen 1913. Nr. 7.

Catawba River Bridge near Charlotte, North Carolina. Kurze Angaben über eine Eisenbetonbogenbrücke mit fünf Hauptöffnungen von 49 m Spannweite. Die Bogen bestehen aus zwei Rippen, welche zwischen sich die Fahrbahn tragen; die Fußwege sind ausgekragt. Mit Abb. Eng. Record 1913. Nr. 10.

Broadway Bridge across the Oswego River and the New York Barge Canal at Fulton, N. Y. Beschreibung des Bauwerkes, das aus fünf Öffnungen von 42 m bzw. 44 m Stützweite, die durch Eisenbetonbögen nach System Melan überspannt werden, besteht. Die Fahrbahn wird durch Stützpfeiler getragen. Die in den Öffnungen liegenden alten Pfeiler der abgetragenen eisernen Brücke wurden zur Stützung der Lehrgerüste benutzt. Mit Abb. Eng. Record 1913. Nr. 4.

Note sur le viaduc du Malvan. Von M. Houel. Kurze Beschreibung des Bauwerkes, das 6 Bögen von je 22 m Spannweite aufweist; die größte Höhe beträgt 62 m. Die Ausführung erfolgte in Mauerwerk, während die beiderseitigen Fußwege auf 1 m ausgekragt sind und durch Eisenbetonbalken getragen werden. Annales des ponts et chaussées 1913. Nr. 1.

Thurbrücke bei Krummenau. Hinweis auf die 63 m weit gespannte Eisenbahnbrücke in Mauerwerk. Der Brückenbau 1913. Nr. 7. — Siehe auch L. 1913, Nr. 3.

Bismarckbrücke in Saarbrücken. Kurze Beschreibung aus dem Wettbewerb um diese Brücke. Die Hauptöffnung hat 51,6 m Lichtweite, die Seitenöffnungen 13,2, 14,0 und 14,8 m Spannweite. Einzelheiten der Fahrbahndecke und ihrer Tragkonstruktion werden angegeben. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 46.

Der Ems-Weser-Kanal und seine Eisenbetonbauten. Nach einem Vortrage von Oberingenieur Hart der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau. Von den zahlreichen Kunstbauten, die der Kanalentwurf bedingte, werden verschiedene Beispiele der zur Anwendung gekommenen Brückenbauten in Eisenbeton kurz beschrieben:

1. Die Überführung bei Niedernholz im Fürstentum Schaumburg-Lippe stellt eine Dreigelenkbogenbrücke von 47,9 m Spannweite mit angehängter Fahrbahn dar. Die Hängepfeiler sind gleichfalls in Eisenbeton ausgebildet. Drei Querrippen in der Mitte bewirken eine Aussteifung der beiden Bogen. Die Gelenke, die vollständig einbetoniert sind, wurden als Stahlgelenke ausgebildet.

2. Die Brücke Niedernwöhren—Wiedensahl be-

steht aus vier als Dreigelenkbogen ausgebildeten Bogenrippen in Eisenbeton von 49,90 m Spannweite. Die Fahrbahn ruht durch Stützpfeiler auf den Gewölberippen.

3. Die Überführung des Lister Mühlenweges in Hannover stellt einen sehr flachen Dreigelenkbogen von 46,5 m Spannweite dar, dessen voller Querschnitt nach der Mitte zu in Plattenbalken aufgelöst ist. Die Fußwege sind durch Auskragungen gebildet. Bemerkenswert ist für die Bauausführung die zweifache Wasserabsenkungsanlage zur Herstellung der Widerlager.

4. Die Kanalbrücke über die Weser ist 32,4 m breit und besitzt acht Öffnungen, sechs zu 32 m und zwei zu 50 m Spannweite. Die Ausbildung der Gewölbe erfolgte als Dreigelenkbogen. Der Kanaltrog weist bei einer Breite von 24,50 m eine größte Tiefe von 3,70 m auf und ruht mit Längsrippen auf dem Gewölbe. Um die Seitenwände des Kanaltroges gegen die Bewegungen des Gewölbes zu sichern, wurde eine rahmenartige Bewehrung in der Längsrichtung noch vorgesehen. Über den Gelenken, die als Wälzgelenke aus Stahlformguß ausgebildet sind, wurden Dehnungsfugen angeordnet.

Die Beschreibung dieses Bauwerkes als auch der vorerwähnten wird durch zahlreiche Abbildungen auch in ihren Einzelheiten erläutert. Beton und Eisen 1913. Nr. 6 u. 7. — Desgl. Deutsche Bauztg. Mitt. 1913. Nr. 8, 9, 10.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Concrete arched dam near Cheyenne, Wyoming. Von M. V. Moulton. Die der Wasserversorgung der Stadt Cheyenne dienende Talsperre besitzt als Abschlußwerk eine Sperrmauer von 19 m Höhe aus armiertem Beton, welche als Gewölbe ausgebildet worden ist. Mit Angaben über Bauausführung, Kosten usw. Eng. Record 1913. Nr. 6.

Spundwände aus Eisenbeton. Ausführliche Beschreibung mit Abbildungen von Eisenbetonspundbohlen, wie sie beim Bau der Kammer Schleuse in Lengkong verwendet wurden. Angaben über Eiseneinlagen, Herstellung, Formen, Betonmischung, Preise und Rammern dieser Eisenbetonspundbohlen. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 14.

Meda in cemento armato. Alessandria d'Egitto. Beschreibung eines in Alexandrien erbauten Leuchtturmes aus Eisenbeton. Mit Abb. Ann. soc. Ing. ed Arch. Ital. 1913. Nr. 5.

Le più urgenti opere marittime della Libia. Beschreibung der zunächst von der italienischen Regierung in Tripolitania zur Ausführung kommenden Hafenbauten. Von Prof. Luigi Luiggi. Mit Abb. Ann. soc. Ing. ed Arch. Ital. 1913. Nr. 7.



## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

**Widersprechen Schutzabkommen bei Submissionen den guten Sitten?**

Urteil des Reichsgerichts vom 3. April 1913.

(Nachdruck, auch im Auszug, verboten.)

Eine für alle an Submissionen beteiligten Gewerbetreibenden wichtige Entscheidung hat jüngst das Reichsgericht aus Anlaß eines Prozesses erlassen, den die Augsburger Tiefbauunternehmung B. gegen den Bauunternehmer Th. in Pasing angestrengt hatte. Die Parteien waren wegen Schutzerteilung bei einer von der Gemeinde Türkheim ausgeschriebenen Submission für den Bau einer Wasserleitung in Verhandlungen getreten. Die Gewerbetreibenden verstehen unter „Schutz“, daß bei öffentlichen Verdingungen der schützende eine höhere Preisforderung stellt als der zu schützende, damit unter regelmäßigen Verhältnissen dieser den Zuschlag vor dem schützenden erhalte. Schließlich sicherte Th. der B. den „Schutz“ unentgeltlich zu, wogegen diese versprach, in einem anderen Falle den Th. zu „schützen“. Darauf teilte die B. dem Th. mit, daß sie ein Angebot von 138 000 M einreichen werde. Anstatt aber, seiner Verpflichtung entsprechend, ein höheres Gebot einzureichen, beteiligte sich Th. an der Submission mit einem Gebot von 119 500 M und erhielt daraufhin die Ausführung der Arbeit übertragen. Für den der B. damit entgangenen Reingewinn von 15 000 M verlangte diese von Th. Ersatz. Die erste und die zweite Instanz (Oberlandesgericht München) wiesen die Klage ab, weil die B. ihr Angebot nur zum Abschlusse eines anstößigen Handels (des Schutzabkommens) mitgeteilt habe und sich darum den Schaden selbst zuzuschreiben habe. Das Reichsgericht war jedoch anderer Ansicht; es hob das Urteil auf und wies die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung zurück, wobei es ausführte: Mag das Abkommen zwischen den Parteien der Gesinnung eines Mannes von vornehmer Denkart widerstreben, so darf doch bei der Prüfung, ob es dem Anstandsgefühl eines gerecht und billig denkenden Menschen zuwiderläuft, wie es als gute Sitte namentlich unter den Berufs- und Klassengenossen der Parteien herrscht, nicht aus den Augen verloren werden, wie die Verabredungen zum gegenseitigen „Schutz“ bei öffentlichen Verdingungen entstanden sind. Den bekannten Mißständen des Submissionswesens, die sich zum Verderb des Handwerkerstandes und sonstiger Unternehmerkreise bis zur Gemeinschaftlichkeit gesteigert und vielfach auch dem Verdingenden nur scheinbaren Nutzen gebracht hatten, ist auch, seitdem nicht mehr das Mindestgebot, sondern das annehmbarste Gebot berücksichtigt und nur eine beschränkte Zahl leistungsfähiger Ge-

werbetreibender zur Bewerbung aufgefordert zu werden pflegt, nicht durchgreifend abgeholfen worden. Es fanden sich stets einzelne Unternehmer, die, gleichviel aus welchen Gründen, durch Schleuderpreise die ausgeschriebenen Arbeiten oder Lieferungen an sich zu reißen verstanden und so ihren Mitbewerbern, die Angebote zu Preisen verschmähten, bei denen sie auf die Dauer nicht bestehen konnten, schweren Schaden zufügten. Die durch solchen Wettbewerb bei den meisten umfänglichen und ausgiebigen Arbeiten in ihrer gewerblichen Existenz bedrohten Unternehmer griffen schließlich, um sich der Übelstände zu erwehren, zur Selbsthilfe. Sie gründeten Vereinigungen, sogen. Submissionskartelle, um bei öffentlichen Verdingungen sich gegenseitig zu „schützen“ und dadurch angemessene Preise zu erzielen. Eine solche Vereinigung haben auch eine Anzahl bayerischer Wasserleitungsunternehmer, zu denen die Klägerin gehörte, in der Form eines eingetragenen Vereins geschlossen. Nach den beim Amtsgericht eingereichten Satzungen und den Ausführungsbestimmungen bestimmt ein Ausschuß, der die Angebote zu prüfen hat und darüber wachen soll, daß jede Übervorteilung des Verdingenden ausgeschlossen sei, welchem Mitglied der Schutz erteilt werden soll. Die übrigen Mitglieder, die sich an der Bewerbung zu beteiligen beabsichtigten, haben vom Ausschuß bezeichnete Schutzangebote einzureichen. Diese der wirtschaftlichen Not und dem Selbsterhaltungstrieb entsprungenen Schutzvereinigungen sind aber insoweit nicht als sittlich verwerflich anzusehen, als die etwaige Täuschung der ausschreibenden Gemeinwesen nicht als Mittel benützt wird, um zum Schaden der Verdingenden unangemessene Preise durchzusetzen. Das Abkommen der B. mit dem Th. verstieß daher nur dann gegen die guten Sitten, wenn sich die B. damit zum Schaden der Gemeinde Türkheim einen unangemessenen Geschäftsgewinn sichern wollte. Auf die Schädigung der Gemeinde wäre die B. aber nur dann ausgegangen, wenn sie unter der Deckung des „Schutzes“ ihrer Mitbewerber einen übersetzten Preis gefordert hätte. Zur Erwägung dieser Fragen wurde die Sache an das Oberlandesgericht München zurückverwiesen. (Aktenzeichen VI. 46/13; Wert des Streitgegenstandes in der Revisionsinstanz: 15 000 M.)

**Steigende Rentabilität der Baustoffindustrie.**

Daß es den meisten Zweigen der Baustoffindustrie trotz der flauen Bausaison im Jahre 1912 möglich war, eine Steigerung ihres Dividenden-ertrags zu erzielen, ist hauptsächlich dem Umstände zu danken, daß im vorangegangenen Jahre fast auf allen Gebieten Preis- und Absatzkon-

ventionen zustande kamen, die den bisherigen scharfen Konkurrenzkämpfen ein Ende bereiteten und für die nächste Zukunft eine gewisse Stabilität des Baumaterialienmarktes garantierten. Bisher haben 64 Aktiengesellschaften der Baustoffindustrie ihre Bilanzen für das Jahr 1912 mit dem Vorjahre vergleichbar publiziert. Das gesamte Aktienkapital dieser Unternehmungen ist im letzten Jahre von 76,49 auf 76,91 Millionen Mark angewachsen. Die Summe der verteilten Dividende erhöhte sich gleichzeitig von 4,30 auf 5,92 Millionen Mark. In Prozenten des gesamten Nominalkapitals ergibt sich hiernach eine Steigerung des durchschnittlichen Dividendenertrags von 5,6 auf 7,7%. Die höchste Durchschnittsdividende erzielten die Mörtel- und Kalkwerke mit 10,8%. Es folgen die Zementfabriken, Tonwerke und Schamottefabriken mit durchschnittlich 8,5%. Bei den Steinbrüchen stellte sich die Durchschnittsdividende auf 6,1%. Die Ziegeleien konnten nur 3,9% Dividende verteilen. Im einzelnen gestalteten sich die Ergebnisse, wie folgt:

	Zahl der Gesell- schaften	Aktienkapital in Millionen Mark		Divi- dende in Proz.	
		1911	1912	1911	1912
Steinbrüche . . . .	6	4,06	4,05	5,8	6,1
Mörtel und Kalk- werke . . . . .	4	3,27	3,27	8,7	10,8
Ziegeleien . . . . .	19	11,12	11,52	5,9	3,9
Tonwerke, Scha- mottefabriken . . . .	2	1,10	1,10	7,1	8,5
Zementfabriken . . .	23	48,08	48,08	4,6	8,5
Sonstige Baumate- rialien . . . . .	10	8,86	8,89	9,2	8,0

Die stärkste Steigerung des Dividendenertrags gegenüber dem Vorjahre haben die Zementfabriken zu verzeichnen. Auch bei den Steinbrüchen, Mörtel- und Kalkwerken, Tonwerken und Schamottefabriken hat sich die Rentabilität ganz wesentlich gehoben. Eine Verschlechterung ist nur in den Gruppen Ziegeleien und „übrige Baumaterialien“ eingetreten.

## ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFLEITUNG.

### Verwendung der Diatomeenerde als Puzzolane.

Von A. Poulsen, Oberingenieur des König.  
Wasserbauwesens (Lemvig, Dänemark).

Herr Dr.-Ing. Anton Hambloch in Andernach am Rhein hat in Nr. 11 (1912) S. 405—410 dieser Zeitschrift meine Verwendung von Diatomeenerde als Puzzolane für Portlandzement zum Gegenstand einer Kritik gemacht. Nach einigen generellen Betrachtungen über „falsche Wissenschaftlichkeit“, der ich völlig zustimmen kann, wendet er sich zuerst gegen die Überschrift des Berichtes, indem ich dem „VI. Internationalen Kongresse für die Materialprüfung der Technik“ in New York, Heft 1912, vorgelegt habe. Ob eben dieser Titel: „Diatomeenerde als Puzzolan für Zement“ sprachlich richtig ist, kann ich als Puzzaner natürlich nicht behaupten. Es ist aber auch noch dieses nicht das Interessanteste der Hambloch'schen Kritik. Wenn er im Vorbeigehen das Urteil des Kongresses über meinen Bericht als nicht günstig darstellt, bitte ich das Referat der New Yorker Diskussion zu erwarten.

Herr Hambloch hat meine Versuchsergebnisse kontrollieren wollen und hat in dieser Hinsicht Diatomeenerde aus Hamburg bezogen. Es ist ja Herrn Hambloch sehr wohl bekannt, daß die vulkanischen Puzzolane von verschiedenem Werte sind, sogar in seinen eigenen Andernacher Gruben, daher die bei größeren Submissionen allgemeine Forderung, daß der Traß ungemahlen geliefert sein muß, und zwar mit nur  $\frac{1}{3}$  des gelben Gesteins (s. obere und zugleich schlechteste Schichten) +  $\frac{1}{3}$  des grauen (mittleren) + mindestens  $\frac{1}{3}$  des blauen Gesteins (s. niedrigster, aber bester Teil). Allerdings sind in der von mir verwendeten Diatomeenerde, „Mo Ler“, von der Insel „Mors“ (Limfjorden, Dänemark) kleine ähnliche Qualitätsvariationen, wenn aber Herr Hambloch anstatt des „Mo Lers“ einen „Hamburger Kieselgur“ von nicht angegebener Herkunft für seine „Kontrollversuche“ gewählt, so kann er nicht verlangen, daß jemand es als Beweis gegen meine Behauptungen nehmen soll, bis er nicht den Taufschein seines Hamburger Lieblings präsentiert.

Eigentlich bin ich so bereits mit Herrn Hamblochs Erwiderung fertig. Seine Untersuchungen sind indessen so interessant, daß ich ihnen gern weiter folge.

Herr Hambloch hat seinen Kieselgur gegläht, sonst konnte er ihn nicht mit seinem Traß vergleichen, der als vulkanisch auch in uralten Zeiten, wie er es ganz richtig S. 405 gesagt hat, glühend war. Leider hat er vergessen, was er in den nächst folgenden Zeilen, S. 406, auch ganz richtig bemerkt hat, daß nach diesem Glühen „später eine plötzliche Abkühlung durch Wasser folgte“, wodurch die Silikate in aufgeschlossenen, d. h. verbindungs-fähigen Zustand gebracht oder belassen wurden. Hierbei scheint übersehen zu sein, daß, wenn man Diatomeenerde als Puzzolane prüfen will, man entweder den Stoff glühen und nachher wieder in Wasser abkühlen muß oder praktischer wie ich: gar nicht glühen soll. Herr Hambloch sagt (S. 406, Sp. 2): „a) Kieselgur, und zwar gegläht, wie auch von Herrn Poulsen zu seinen Versuchen verwendet“. Keineswegs! Herr Hambloch hat dieses daraus abgeleitet, daß ich im Kongreßbericht gegen die Verwendung von „gewissen Arten Diatomeenerde“ mit „beträchtlichen Mengen organischer Substanzen (bis zu 30%)“ gewarnt habe, worauf folgt: „In der Regel enthält die Diatomeenerde keine dem Mörtel schädlichen Substanzen, aber, da sie sehr porös ist, muß sie vor dem Gebrauche getrocknet werden. Nach dem Trocknen ist sie so leicht, daß“ . . . usw., und manchmal ist auf den 12 Druckseiten der Broschüre das Trocknen wieder erwähnt, nicht aber das Glühen. Daß von Glühen nicht die Rede ist, geht wohl auch aus meiner Analyse hervor mit 8—9% Wasser, neben den 51½% löslicher Kieselsäure (SiO<sub>2</sub>).

Herr Hambloch hat für seine geglähte Hamburger Kieselgur etwa 14% lösliche Kieselsäure gefunden. Für seinen Traß hat er als „gute Durchschnittsanalyse“ etwa 25% lösliche Kieselsäure gefunden; wenn ich bei drei Analysen für Andernacher Traß, käufliche Ware, den Gehalt 22½% lösliche Kieselsäure gerechnet habe, so ist diese Zahl, die auch von Herrn Hambloch nicht bestritten ist, wahrscheinlich einer „normalen Durchschnittsanalyse“ entsprechend. Es ist also die geglähte Hamburger Kiesel-

gur weit geringer als der Traß, beide aber noch als Puzzolan minderwertiger als meine rohe, nur getrocknete Kieselgur („Mo Ler“), wie die Zahlen 14 0/0, 22 1/2 bis 25 0/0 und 51 1/2 0/0 erweisen. Darin sind wir nämlich ganz einig, daß für die Verwendung als Puzzolan einfach das Gewichtprozent von löslicher Kieselsäure entscheidend ist. Es muß deshalb auch die Puzzolanmenge für eine Zementmischung rationell nach diesem Kieselsäureprozent bestimmt und bemessen werden.

Weiter hat Herr Hambloch „der sorgfältigen Beobachtung wegen Kieselgur wie Traß auf dieselbe Feinheit gebracht, nämlich mit 15 0/0 Rückstand auf 900-Maschensieb und 50 0/0 auf 5000-Maschensieb (S. 407, Sp. 2). Ich habe bereits erwähnt, daß die vulkanischen Puzzolane von sehr verschiedenem mörteltechnischen Werte (sc: 0/0 lösliche Kieselsäure) sind, sie haben aber die angenehme Eigenschaft — als Gestein —, daß die nicht chemisch wirkenden Teilchen einfach wie „Sand“ im Mörtel wirken, also binnen gewisser Grenzen nicht schaden. Aber auch darum darf man ihn nicht zu fein mahlen, sonst wirkt die allzu große Menge von Feinsand ein — ein Vorteil und ein Übelstand miteinander verbunden. Mit der Diatomeenerde ist es eben umgekehrt: Sie besteht aus ziemlich lose abgelagerten mikroskopischen Panzern der Kleinpflanzen, die sie erzeugt haben, vielmals auch noch hohl — daher die große Porosität. So etwas kann nicht als „Sand“ wirken, und wenn zuviel der nicht chemisch wirkenden Teilchen zugegen sind, besonders wenn nur grob gepulvert, kann nur ein brüchiger Mörtel daraus werden — z. B. wie in Herrn Hamblochs an lebhafter Kieselsäure verarmten Probekörpern. Also auch für die Diatomeenerde aus Hamburg ein Übelstand, nicht aber für den dänischen Mo Ler oder die zahllosen anderen ebenso puzzolanwerten Diatomeenablagerungen, die sich zweifellos in fast allen Ländern finden, wenn man sie nun nachsucht. Wie viel der oben erwähnte Gehalt an löslicher Kieselsäure darin hineinspielt, geht aus folgenden Zahlen hervor, indem ich wie Herr Hambloch nur mit der Kieselsäure rechne:

	A. Hambloch		A. Poulsen
	Kieselgur	Traß	Mo Ler
Lösliche Kieselsäure (SiO <sub>2</sub> ) . . . . .	14 0/0	22 1/2—25 0/0	51 1/2 0/0
Rest . . . . .	86 0/0	77 1/2—75 0/0	48 1/2 0/0
Proportion, Rest : SiO <sub>2</sub> = ca.	6	3 1/2—3	1

Für jedes Kilo der für die Neutralisation des in einem Quantum Zement- oder Kalkmörtel befindlichen Kalkes (CaO) nötigen Kieselsäure (SiO<sub>2</sub>) geht so mit Herrn Hamblochs Kieselgur die 6fache Menge von „Rest“-Stoffen hinein. Mit Traß 3- bis 3 1/2 fach, was bereits zu viel ist, um eine vollständige Feinmahlung zu gestatten. Mit dem etwa 50prozentigen „Mo Ler“ aber nur 1 kg, nicht mehr als daß man dieses Quantum als Feinsand feinsten Mahlung einbringen darf —, ein Vorteil, auf dem überhaupt die Verwendung der Diatomeenerde als Puzzolan beruht, weil sie mit seiner lockeren Struktur als „Grobsand“ schaden würde.

Was ich hier über Traßmahlung angeführt habe, kann Herr Hambloch im Kongreßberichte X, 10 des V. Kongresses (Kopenhagen 1909) des „Internationalen Vereins für die Materialprüfung der Technik“, S. 4 (Heft Nr. 11, 4. August 1909) vom Präsidenten der Kommission 11, G. Herfeldt in Andernach a. Rh.: „Prüfung der Puzzolane auf ihren mörteltechnischen Wert“ bestätigt finden. Herr Herfeldt erinnert daran, daß er auch früher hervorgehoben hat, „als Feinheit eine solche mit 30 0/0 —, höchstens aber

20 0/0 Rückstand auf dem 900-Maschensiebe vorzusehen. Eine weitere Verfeinerung, namentlich der rheinischen Puzzolane (des Trasses), hat deswegen keinen Zweck, weil dann nur mehr steinige Restteilchen weiter verfeinert werden, die nur eine rein mechanische, aber keine chemische Einwirkung auf das Mörtelgemisch haben, worauf es doch für die mörteltechnische Prüfung im wesentlichen ankommt“. — Ganz richtig! Es ist also die obengenannte handelsübliche Verfeinerung bis nur 15 0/0 auf dem 900-Siebe eigentlich bereits etwas mehr als empfehlenswert für den Traß. Für Diatomeenerde ist es aber viel zu wenig.

Obwohl Herr Hambloch sich hätte begnügen können, nachdem er konstatiert hatte, daß seine Hamburger Kieselgur nur 14prozentiger war — eine solche Puzzolane ist ohnehin wertlos —, hat er doch seine Resultate vorgelegt. Sie sind natürlich schlecht. Er begleitet sie mit dem Vorwurf, ich hätte so etwas selbst präsentieren sollen. Dazu habe ich aber keine Veranlassung gehabt. Es sind derartige Versuche mit dem Mo Ler bereits seit mehreren Jahren von der dänischen „Staatsprüfungsanstalt“ (Kopenhagen) ausgeführt, über deren Richtigkeit Herr Hambloch nach meinen obigen Erörterungen über seine eigenen Kontrollproben nicht mehr zweifeln kann. Ein kurzes Referat darüber ist bereits am 24. Mai 1910 in der „Tonindustrie-Zeitung“, Nr. 60, S. 680—684 und S. 711—713, speziell S. 712 u. 713, von H. Fischer-Möller, Abteilungsingenieur der Prüfungsanstalt, veröffentlicht. Es gaben die Druckproben (Zusammenstellung IV, Mittel von je 10 Probekörpern) nach 28 tägiger Lagerung in Luft vom Feuchtigkeitsgrad etwa 90 0/0, Mischungen nach Gewicht der trockenen Materialien:

Mörtel A:  
mit 80 0/0 Kalkhydrat + 92 0/0 Sand. . . . 3,0 kg/cm<sup>2</sup>,

Mörtel B:  
mit 40 0/0 Kalkhydrat + 40 0/0 Mo Ler + 92 S. 31,8 „  
ein guter Beweis der Hydraulizität des „Mo Lers“. Eine andere Reihe (Zusammenstellung V, je 5 Probekörper) mit 95 0/0 Sand im Mörtel ergab in 28 Tagen:

Mörtel C:  
mit 50 0/0 Kalkhydrat, in feuchtem Raume . . 1,9 kg/cm<sup>2</sup>,  
„ „ „ „ gewöhnl. Zimmerluft 6,0 „ „

Mörtel D:  
mit 20 0/0 Kalk + 30 0/0 Mo Ler, i. feucht. Raume 5,1 „ „  
„ „ „ „ „ „ „ „ gew. Zimmerluft 4,3 „ „  
wiederum Beweis der Hydraulizität. Man merke sich wohl, daß in beiden Reihen der Mo Ler nicht als Zugabe aber als Ersatz für resp. 50 und 60 0/0 des trockenen Kalkhydrats gegeben ist.

Auch diese Versuche haben indessen kein Interesse für meine Verwendung von Mo Ler als Puzzolane für Zement. Die Verwendung mit Kalk zum hydraulischen Mörtel sowie für Zementklinkern (im Rohmaterial derselben) ist allbekannt. Bezüglich der Geschichte meiner Erfindung weise ich darauf hin, daß im kleinen Handbuch „Hermann Krätzer: Wasserglas und Infusorienerde“, 2. Aufl. 1907, S. 173 u. 174 alles Wesentliche über Diatomeenerde zu finden ist, auch Festigkeitsversuche, nur nicht die Verwendung „als Puzzolan für Zement“, weil diese zweifellos vielfach versucht wurde, wie jüngst auch Herrn Hambloch mißlang. Diese Methode, das fabrikmäßige Zusammenmahlen der rohen (nur getrockneten) Diatomeenerde mit den Zementklinkern hat Herr Hambloch, wie er durch seine Kritik bewiesen hat, auch nicht im Sommer 1912 mit meinem Kongreßbericht in der Hand, ausreichend bewertet. So muß doch etwas Neues darin sein, ich kann Herrn Hambloch nur dankbar sein für den von ihm gelieferten Beweis der Neuheit.

Wenn die Hamblochschen übrigens nicht spezifizierten Versuche mit roher Kieselgur sich auch schlecht bewährt haben, so kann es unter anderem von der allzu kleinen

Menge der darin gewesenen löslichen Kieselsäure herühren. Herr Hamblochs Kalkteig wiegt 1400 kg per m<sup>3</sup>; wenn darin 55% Wasser ist, bleibt 630 kg Kalk (CaO). Herr Hambloch hat dazu 290 kg roher Kieselgur gegeben, Gehalt an löslicher Kieselsäure ist nicht angegeben, vielleicht auch brennstoffhaltig? Ob die Hamburger Kieselgur (grob gepulvert?) so kieselsäurehaltig wie „Mo Ler“ ist, bleibt vorläufig unsicher, sie ist aber nur mit 46% der CaO-Menge verwendet. Dagegen ist in obigen Kopenhagener Versuchen (Fischer-Möller) für 1000 kg Kalkhydrat mit etwa 750 kg Kalk (CaO) resp. 1000 kg und 1500 kg „Mo Ler“ verwendet, mit 51 1/2% Gehalt, also resp. 515 kg und 775 kg lösliche Kieselsäure. Es entspricht letztere Mischung beinahe der chemischen Formel des ersehnten CaO + SiO<sub>2</sub>, dessen Äquivalentzahlen resp. etwa 56 und etwa 60 sind, für 750 kg CaO also etwa 800 kg lösliche Kieselsäure erforderlich, während Herr Hambloch wahrscheinlich 4 1/2 mal zu wenig Kieselgur verwendet hat!

Es sind nur noch einige Kleinigkeiten in den Hamblochschen Kontrollversuchen zu besprechen. Die Normenprüfung für Traß geschieht nach Raummaß und Herr Hambloch hat seine Kieselgur auch nach Raummaß bemessen. Er hat als 1 m<sup>3</sup> kalzinierte Kieselgur 300 kg und als 1 m<sup>3</sup> Traß 1000 kg verwendet, das heißt in 14prozentiger Kieselgur 42 kg lebhafter Kieselsäure, im 25prozentigem Traß 250 kg, eben das 6fache! Außerdem ist der Kalkkieselgur-Mörtel mit der übrigen Kieselgur als lockere Körner beladen, der Traßkalkmörtel dagegen mit nicht zu fein gemahlenem „Sand“. Kann man solche Versuche vergleichen? Wenn jemand sich von den hydraulischen Eigenschaften der Diatomeenerde und des Trasses selbst zu überzeugen wünscht, speziell wie sie Zement gegenüber wert sind, kann er dieses sehr leicht in folgender Weise prüfen: Nimmt man von jedem der drei gepulverten Stoffe das selbe kleine Gewicht für die Mischungen 1 Traß + 1 Zement und 1 Zement + 1 Mo Ler, mit verhältnismäßig viel Wasser, daß man die Mischungen flüssig hat und schütteln kann. Es wird sich allmählich ergeben, daß der „Mo Ler“ in derselben Weise wie der Traß die Alkalität herabsetzt, nur kräftiger und schneller. Es ist natürlich die Rede von normal gepulvertem Traß, trockenem, zementfein gepulvertem „Mo Ler“ und normalem Portlandzement.

Herr Hambloch schreibt S. 408: daß wenn Sch. „für Kieselgur an sich schon die doppelte Aktivität wie für Traß gefunden haben wollte“, und dies ist der Fall, dann dürfte Sch. „doch erst recht nicht bei meinen Prüfungen mehr Traß wie Kieselgur nehmen“. Ja, das habe ich getan: Wenn 1 t Kieselgur doppelt so viel der chemisch wertvollen Stoffe enthält, wie 1 t Traß, so sind 1/2 t Kieselgur und 1 t Traß chemisch äquivalent. Es muß hier hoffentlich ein Druckfehler in Herrn Hamblochs Kritik eingelaufen sein.

Es ist hoffentlich nicht nötig, allen Darlegungen von Herrn Dr. Hambloch über Mangel an Reaktionsfähigkeit, Puzzolancharakter, mörteltechnischer Wert, Zeolithbildung, Kalziumsilikatbildung, Entmischung der Teichen, Plastizität des Mörtels, Durchlässigkeit, Wasserkapazität, Frostbeständigkeit, Zugfestigkeit, Raumgewicht, Seewasserbeständigkeit des Betons oder Preisbilligkeit zu begegnen, sie sind meiner Meinung nach nicht aufrechtzuerhalten, wie es aus der praktischen Verwendung in den Jahren 1910, 1911 und 1912, sowie aus wiederholten Zug- und Druckproben und anderen Laboratoriumsversuchen hervorgeht. Auch irrig ist die von Herrn Hambloch mir vorgeworfene „Beunruhigung der Traßindustrie“, die ich jedenfalls nicht beabsichtigt habe. Daß ich in den genannten drei Jahren in „Aalborg Portlandzementfabrik resp. etwa 150, etwa 200 und etwa 550 t „Mo Ler-Zement“ (aus 70% normalem Portlandzement mit 30% rohem, getrocknetem „Mo Ler“ zusammen gemahlen), in

allem bisher etwa 900 t, und daraus etwa 4500 m<sup>3</sup> Beton (davon etwa 100 m<sup>3</sup> Eisenbeton, Rest als Blöcke von 1 2/3 m<sup>3</sup>) für die hiesigen Bühnenbauten an der Nordseeküste gemacht habe, kann ja nicht am Rhein beunruhigen.

Um den Eindruck der Hamblochschen Kontrollversuche auszuwischen, bitte ich den für die Diskussion am New Yorker Kongresse von mir eingereichten Anhang meiner Kongresschrift mit ergänzten Versuchsergebnissen der Kopenhagener Staatsprüfungsanstalt, in Übersetzung vom englisch gedruckten Original, mitteilen zu dürfen:

„Nachdem mein Bericht in den Mitteilungen des Vereins (1912, Bd. II, Heft 10) abgedruckt ist, habe ich auch die Halbjahr- und Jahresresultate der Druckproben empfangen, wie sie untenstehende Tafel erweist, mit Portlandzement in chemisch gesättigten Mischungen von Traß (50 kg Portlandzement + 42 kg Traß = 1 m<sup>3</sup> Portlandzement + 1 m<sup>3</sup> Traß), sowie von Diatomeenerde (70 kg PZ + 30 kg D) und von demselben Portlandzement ohne Puzzolane:

Druckfestigkeit	200 kg Sand mit			300 kg M.-Sand mit		
	100	107 kg	83 kg	100	107 kg	83 kg
kg/cm <sup>2</sup>	kg	T +	D +	kg	T +	D +
nach	PZ.	PZ.	PZ.	PZ.	PZ.	PZ.
7 Tagen . . .	395	247	357	221	151	176
28 „ . . .	733	485	658	430	316	370
1/2 Jahr . . .	—	—	—	536	501	518
1 Jahr . . .	+ 822	685	827	522	536	531

Man sieht daraus, daß im Anfang der Zementmörtel 1 Z. + 3 S. größere Festigkeit hat als die Mischungen, aber nach 1/2 und 1 Jahr ungefähr dieselbe. Diese gleiche Festigkeit ist unterdessen in einem etwas fetteren Mörtel der Traßmischung und in einem etwas magerem Mörtel der Diatomeenerdemischung erreicht, und man kann als Äquivalent nehmen: 600 kg Portlandzement = 640 kg Traßmischung = 500 kg Diatomeenerdemischung.

Die Prüfung der genannten drei Stoffe in einer Lösung von schwefelsaurem Magnesia (Ferets Schnellprobe für Seewasserbeständigkeit) hat bisher (nach 1 Jahr) keinen Angriff auf die Diatomeenerdemischung erwiesen, während die Traßmischung nach 5–8 Monaten und der reine Zement nach etwa 3 Monaten angegriffen war.

Was die Brauchbarkeit für armierten Beton angeht, habe ich in einer Reihe eigener Versuche (Beton 1:2:3) eine Haftfestigkeit der Eiseneinlagen von resp. 20 bis 30 kg/cm<sup>2</sup> mit Diatomeenerdemörtel und 18–36 kg/cm<sup>2</sup> mit puzzolanfreiem Zementmörtel gefunden. Eine andere Reihe erwies die Haftfestigkeit der beiden Mörtelarten = 28 kg/cm<sup>2</sup> nach 6 Wochen“.

Obenstehender Anhang ist im Sommer 1912 geschrieben. Der Diatomeenerdezement ist auch noch (also nach 1 3/4 Jahren) in der Feretschen Seewasserprobe unbeschädigt. Diese sowie auch die vorliegenden Frost- und Durchlässigkeitsproben bestätigen alle, daß Diatomeenerde als Puzzolane gut verwendbar ist.

## Nochmals: „Die Diatomeenerde eine Puzzolane?“

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch in Andernach a. Rhein.

Herr Oberingenieur A. Poulsen aus Lemvig, Dänemark, hat in dem vorliegenden Hefte der Zeitschrift „Armiert Beton“ den Versuch unternommen, meine frühere Arbeit mit dem Titel: „Diatomeenerde eine Puzzolane?“ (vergl. Heft 11 des „AB.“ vom letzten Jahre) im Hinblick auf ihre Tendenz zu widerlegen, bzw. den Nachweis zu führen, daß seine vorausgegangene Veröffentlichung in den „Mitteilungen des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“, Band II, Nr. 10, vom Jahre 1912, betitelt: „Diatomeen-Erde als Puzzolan für Zement“ völlig zu Recht bestehe.

Nachdem ich mich bemüht habe, mich auch jetzt wieder mit den Poulsenschen Thesen in allen Teilen vertraut zu machen, kann ich nur wieder zu demselben Schlusse kommen wie auch in meiner ersten Erwiderung gegen Herrn Poulsen, daß er eine Sache vertritt, die vom Standpunkte der Wissenschaft unhaltbar ist.

Ich will nun im Interesse der Klarheit zu jeder einzelnen Behauptung, vielmehr Gegenbehauptung Poulsens in fortlaufender Reihenfolge Stellung nehmen.

Da ist es vorab der Poulsensche Wunsch, daß ich doch einmal das Referat der New Yorker Diskussion abwarten möchte, bevor ich so gegen Ansichten aufträte. Hierzu kann ich bemerken, daß ich bereits Gelegenheit hatte, die Korrektur des New Yorker Kongreßprotokolles, die über den vorliegenden Gegenstand handelt, zu lesen. Ich habe danach nicht den Eindruck gewinnen können, daß man Herrn Poulsen in New York viel geglaubt hat. Man hat vielmehr nahezu durchweg, genau wie ich es tat, die Wirkungen der von Herrn Poulsen so gerühmten Diatomeenerde als ledigliche mechanische Äußerung erklärt. So wird es deshalb jedem Laien, wieviel mehr jedem Fachmann klar, daß Poulsen immer höhere Wirkungen mit Diatomeenerde und Zement erreicht, je feiner er solche aufbereitet, bzw. je leichter das spezifische Gewicht der verwendeten Kieselgur ist. Herr Poulsen kommt bei diesem Gegenstand auf die Farbeneinteilung des rheinischen Trasses zu sprechen und behauptet dabei auch, daß der Traß bei größeren Submissionen ungemein geliefert werden müsse. Die Farbeneinteilung des Trasses rührt nur von dem natürlichen Vorkommen dieses Gesteins in den Gruben her, welches aber nicht aus je einem Drittel von gelben, grauen und blauen Steinen besteht, sondern ist das Verhältnis allgemein ein Halb gelb, ein Viertel grau und ein Viertel blau. Einzelne Bauverwaltungen zwar schreiben die Anlieferung in der Drittelleilung vor und verlangen auch Anlieferung des Trasses in Stücken bzw. als Rohstein. Das Gros aber der Traßverbraucher — und man kann ruhig behaupten, daß es 90% des Gesamtabsatzes beträgt — bezieht das Produkt in gemahlenem Zustande. Wie könnte es auch anders sein! Müßte doch sonst jede Baustelle über komplette Mahleinrichtungen verfügen im Verein mit großen Lagerplätzen zum Aufstapeln und Wiedertrocknen der Tuffsteine, wenn solche auf dem Transporte naß geworden wären. Die Qualitätsunterschiede sind, wenn es sich um reinen, d. h. hydraulischen Tuffstein handelt, zwischen gelbem, grauem und blauem verschwindend gering, wenn auch dem letzteren zumeist eine höhere Anfangserhärtung in Verbindung mit Kalk innewohnt.

Herr Poulsen kommt dann in launiger Weise auf den „Taufschein“ meines „Hamburger Lieblings“ zu sprechen. Damit meint er die von mir in meiner früheren Arbeit aus Hamburg bezogene Kieselgur. Ich kann ihm darauf erwidern, daß diese Kieselgur von der Hamburger Großfirma Lehmann & Voß geliefert wurde, und daß ihre Provenienz die Lüneburger Heide ist. Ich habe keineswegs diese Hamburger Kieselgur gegläht, sondern geglähte Kieselgur und auch rohe zu meinen damaligen Versuchen verwendet und darüber recht deutlich an betreffender Stelle berichtet. Daß ich aber Kieselgur glühen soll, die ich dann einem späteren Abkühlungsprozesse zu unterwerfen hätte, dies will mir beim besten Willen nicht einleuchten. Denn Kieselgur oder Diatomeenerde ist weder eine natürliche, noch eine künstliche Puzzolane. Doch darauf komme ich später noch ausführlicher zurück.

Herr Poulsen bestreitet dann ausdrücklich die ihm von mir entgegengehaltene Angabe, daß er selbst in seinem New Yorker Kongreßberichte gefolgert habe, daß die Diatomeenerde einem Glühprozesse zu unterwerfen sei. Hierzu möchte ich nur die eigenen Worte Poulsens anführen, die auf der zweiten Seite seines Berichtes wie folgt lauten:

„Gewisse Arten Diatomeen-Erde enthalten beträchtliche Mengen organischer Substanzen (bis 30 %), die von ihrer organischen Abstammung herühren, und die, bevor die Diatomeen-Erde als Puzzolan benutzt werden kann, durch Glühen entfernt werden müssen.“

Die hier völlig gegenteilige Poulsensche Behauptung ist also falsch.

Dann kommt Poulsen auf den Gehalt der löslichen Kieselsäure der von mir untersuchten Hamburger Kieselgur und des Rheinischen Trasses zu sprechen. Hierzu brauche ich nur meine frühere Ansicht zu wiederholen, die dahingeht, daß man überhaupt bei der Kieselgur nicht von einer löslichen Kieselsäure im Sinne einer Verbindungsfähigkeit mit Kalk sprechen kann, sondern nur von einer durch Laugen abtrennbaren, gegenüber dem ungelösten Rückstand. Damit fallen von selbst die weiteren Betrachtungen Poulsens, die er über Gewichtsprozente von löslicher Kieselsäure zwischen beiden Substanzen angestellt hat, weg. Dasselbe gilt von seiner Beurteilung über den Feinheitsgrad des Trasses, indem er dabei die Meinung vertritt, daß es keinen Zweck habe, den Traß über eine gewisse Feinheit zu pulvern. Er zitiert dabei die Stelle aus einer Schrift der Kommission 11 vom Kopenhagener Kongreß: „Prüfung der Puzzolane auf ihren mörteltechnischen Wert“, worin gesagt ist, daß man bei Traßmahlung eine Feinheit von 30%, höchstens aber von 20% Rückstand auf dem 900-Maschensiebe vorsehen soll. Dieser Standpunkt ist heute nicht mehr haltbar, indem ich gerade in den letzten Jahren durch umfassende Versuche feststellen konnte, daß eine weitere Verfeinerung des Trasses, als wie in diesem Kopenhagener Kongreßberichte angeführt, sehr wohl Zweck haben könnte. Dies trifft aber nicht die Theorie, sondern die Praxis, und vor allen Dingen aber trifft es diejenigen Teile zur Verfeinerung, die über dem 900-Maschensiebe liegen. Diese sind nahezu sämtlich aktiv, und warum sollten solche nicht in feinsten Aufbereitung besser wirken wie in gröberer! Dies hat auch Herr Poulsen sehr wohl für seine Diatomeenerde erkannt. Nur verschweigt er dabei wohlweislich warum. Er weiß ganz genau, daß, was ich auch schon an früherer Stelle in diesem Aufsatz gesagt habe, wenn er seine Diatomeenerde in allerfeinsten Form zum Zement verwendet, dann die Wirkung auch die allerbesten ist. Dies ist aber immer nur von dem Standpunkte der mechanischen Äußerung im Zementmörtelkörper gedacht. Es war aus diesen Gesichtspunkten heraus deshalb auch sehr wohl angebracht, daß ich die beiden Substanzen Diatomeenerde und Kieselgur in gleichem Feinheitsgrade prüfte, denn nur so ließe sich eine vergleichende Wirkung feststellen, die aber, wie ja meine veröffentlichten Prüfungen in Heft 11 des „AB.“ bewiesen haben, für die Kieselgur, als Puzzolane betrachtet, geradezu kläglich ausgefallen sind.

Die Kritik, die Poulsen ferner an meiner Auffassung geübt hat, daß ich die Diatomeenerde und den Traß nach Raumteilen zu den Versuchen verwendete, ist auch ganz hinfällig. Poulsen nämlich verlangt, daß ich die Diatomeenerde, trotz ihres dreifach größeren Volumens wie Traß, nach Gewichtseinheiten bzw. den gleichen Zusatzmengen prüfen soll. Hier kann ich ihm nur wieder entgegenhalten, daß, wenn er schon behauptet, daß Diatomeenerde eine Puzzolane sei, ich dann nicht nur berechtigt, sondern verpflichtet bin, einen solchen Stoff nach den herrschenden Normen zu prüfen, und diese eben lauten auf Mischung nach Raumteilen, nachdem das arithmetische Mittel des lose eingelaufenen und festgerüttelten Liters bestimmt wurde. So kann ich deshalb nur nochmals die Poulsensche Prüfungsart verwerfen, die für Traß einen höheren Zusatz zum Zement vorsah als wie für die leichtere Diatomeenerde, woraus sich mit zwingender Notwendigkeit für diesen speziellen Fall natürlich ergeben mußte, daß im Zement-Diatomeenerde-Gemisch eine viel höhere



Aktivität des Zementes gewährleistet war als wie in dem erheblich mageren Zement-Traß-Gemisch. „Sapientia!“

Daß ich auch, was Herr Poulsen unterstreicht, bei meinen Versuchen mit roher Kieselgur diese nicht spezifizierte, darüber möchte ich ihm nochmals meine dieserhalb gegebene Erklärung entgegenhalten, daß ein Mörtel aus roher Kieselgur sowohl in der Normalmischung nach Raumteilen 1:1:1, sowie ferner in der mageren Mischung 1:1:3 (1 Kieselgur, 1 Fettkalkteig, 1 bzw. 3 Sand) überhaupt nicht den Begriff „Mörtel“ führen kann. Die sämtlichen Probekörper fielen nach längerer Zeit im Erhärtungswasser auseinander. Dabei war mir also eine Feststellung von Einzelheiten bzw. gar von Festigkeiten vollends benommen.

Poulsen führt dann Ziffern an, die man früher von anderer Versuchsstelle mit Diatomeenerde-Kalkmörtel gefunden haben will. Die Festigkeiten aber, die hier in Frage stehen, sind nicht höher als wie solche, die man mit einem Sand erreicht, der außer seiner gewöhnlichen Korngröße, auch feine Teile bzw. Sandmehl enthält. Es ist deshalb zurückzuweisen, wenn Poulsen aus diesen Ziffern eine Hydraulizität der Diatomeenerde herleiten will. Glücklicherweise kann ich aber hier mit weiteren Beweismitteln aufwarten, und zwar mit solchen, die Herrn Poulsen wohl für die Folge jeden berechtigten Widerspruch nehmen.

Ich habe nämlich den Vorzug gehabt, den von Herrn Poulsen so warm vertretenen Stoff, nämlich seinen dänischen Moler zu näheren Prüfungen zu erhalten. Ein „Geburtszeugnis“ für denselben dürfte sich erübrigen durch die Erklärung, daß dieser Moler oder richtiger diese Molererde von Herrn Poulsen selbst stammt. Bekanntlich hat Herr Poulsen diese Molererde in die Gattung der Diatomeenerden gerückt und ist dieser Moler ja auch die Grundlage der ganzen Poulsenschen Arbeiten bzw. seiner Behauptungen gewesen. Die näheren Untersuchungen nun dieses dänischen Molers lieferten das überraschende Resultat, daß man denselben überhaupt im streng wissenschaftlichen Sinne nicht als eine Diatomeenerde ansprechen kann. Dadurch fallen deshalb erst recht auch alle an die dänische Molererde geknüpften Voraussetzungen als Diatomeenerde fort. Unter dem dänischen Moler nämlich hat man nicht eine Diatomeenerde, wie sie u. a. die mächtigen Lager in der Lüneburger Heide, bei Bilin und Franzensbad in Böhmen, in den Vereinigten Staaten und an anderen Orten darstellen, zu verstehen, sondern dieser Moler stellt für Dänemark oder genauer für die Halbinsel Jütland (Nordwestküste) eine besondere Epoche der Erdbildung dar. Es sind gegen 50 m hohe fossilarme Tonablagerungen von grau-weißer Farbe, die in ihrem oberen Teile auch vulkanische Einlagerungen, das wie basaltische Tuffe und deren Aschen aufweisen. Das Liegende des Molers sind auch wieder graue kalkfreie Tone. Man bezeichnet diese Schichten im geologischen Sinne ausdrücklich mit Molerformation. Die Zeit für die Bildung dieser Molerformation ist das Untereozän (Paleozän), also die älteste Tertiärzeit. Nun sind diese Tone, wie schon hervorgehoben, fossilarm, und zwar führen sie nur wenige Mollusken. Dagegen enthalten sie als ganz charakteristisches Merkmal eine große Anzahl von Salzwasserdiatomeen. Wenn also auch in dieser Molererde vielfach Diatomeenpanzer auftreten, dann ist es doch nicht berechtigt, die Molererde kurzweg als Diatomeenerde anzusprechen. Andererseits aber ist es bei diesen Verhältnissen klar, daß, wenn man den dänischen Moler als vorwiegendes Tonvorkommen trockenet oder richtiger darft und sogar schwach glüht, dann Silikate zwecks Affinität zum Kalk aufgeschlossen, d. h. wirksam gemacht werden. So konnte ich also mit großen Hoffnungen an die weitere Untersuchung des dänischen Molers von Poulsen gehen. Den Mörteluntersuchungen schickte ich aber, wie bei der Kieselgur, eine Bestimmung der etwa löslichen

Kieselsäure im dänischen Moler voraus und sei hierbei bemerkt, daß ich diese Bestimmung in genau der gleichen Weise wie bei der Hamburger Kieselgur, und wie dies überhaupt in der technischen Chemie heutzutage gehandhabt wird, vornahm. Es geschah also das Abdampfen des zu untersuchenden Pulvers (in mäßiger Feinheit wie nach Vorschrift) mit verdünnter Salzsäure bis zur Staubbrocke. Alsdann folgte das Befuchten mit Säure, das Auslaugen des Löslichen durch Wasser und die Aufnahme der abgeschiedenen  $\text{SiO}_2$  mit einer 5%igen Sodalösung. Das Resultat war das folgende:

Gesamtkieselsäure . . . . .	63,64 %
hiervon löslich . . . . .	16,80 %

(Der Gehalt an löslicher und verbindungsfähiger Kieselsäure im rheinischen Traß beträgt bekanntlich rund 25% und mehr.) In chemischer Beziehung, und zwar was den Gehalt an  $\text{SiO}_2$  anbelangt, weicht also der dänische Moler ganz erheblich von der Hamburger Kieselgur ab. Diese hatte bekanntlich an Gesamtkieselsäure nahezu 80%. Die dann folgenden Festigkeitsprüfungen, nachdem die Gewichtsfeststellung des Raumliters vorgenommen war, lieferten das folgende Bild:

#### Verwendete Materialien.

Dänischer Moler Raumgewicht pro Liter nach dem arithmetischen Mittel . . . . .	750 gr,
Fettkalkteig von der Lahn aus prima Marmor-kalk gewonnen . . . . .	1400 „
Normalkörniger Rheinsand . . . . .	1500 „

#### Prüfungszeit.

Nach 3 Tagen, 5 Tagen, 7 Tagen,  
14 Tagen, 21 Tagen, 28 Tagen.

Es konnten, vermöge einer relativ geringen Versuchsmenge, nur je fünf Versuchskörper, und zwar nur auf Zugfestigkeitsbeanspruchung und auch nur für ein Alter bis 4 Wochen, angefertigt werden. Die Festigkeitszahlen in kg/qcm waren in der oben bezeichneten Reihenfolge der Prüfungszeiten im Mittel von je 5 Stück die folgenden:

nach 3 Tagen	nach 5 Tagen	nach 7 Tagen
0,00	1,60	1,87
(zerbrachen beim Einspannen)		
nach 14 Tagen	nach 21 Tagen	nach 28 Tagen
2,90	3,70	4,72

Die in gleicher Weise zur Kontrolle angestellten Versuche mit rheinischem (Plaidter) Traß (Litergewicht = 1000 gr) lieferten unter den sonst gleichen Verhältnissen, auch in übereinstimmendem Feinheitsgrad mit Moler und denselben Erhärtungszeiten, auch im Mittel von je 5 Stück, folgende Festigkeitswerte in kg/qcm:

nach 3 Tagen	nach 5 Tagen	nach 7 Tagen
4,10	5,80	9,65
nach 14 Tagen	nach 21 Tagen	nach 28 Tagen
17,20	20,80	24,05

Bevor wir das Fazit aus diesen Zahlen ziehen, möchte ich das besondere Unterscheidungsmerkmal zwischen dänischem Moler und Hamburger Kieselgur hinsichtlich des Raumgewichtes hervorheben. Das Litergewicht für den dänischen Moler ist zweiundeinhalbmal größer wie für die geglähte Kieselgur und kommt als solchem für den rheinischen Traß mit 1000 gr für 1 l ziemlich nahe. Es ist dies wichtig zu bemerken, weil Herr Poulsen ja so besonderen Wert darauf legte, daß ich bei Diatomeenerde mit einer viel geringeren Stoffmenge operiert hätte wie bei unserem Traß. Bei den Festigkeitsprüfungen des dänischen Molers sei auch ausdrücklich darauf aufmerksam gemacht, daß diese ja, weil Herr Poulsen dafür den Puzolancharakter annimmt, nur mit Kalk geschehen konnten, und wie die vorerwähnte Beschreibung der Versuche

zeigt, auch nur in der Prüfung von Puzzolanmörtel in der Normalmischung 1:1:1. Die gewonnenen Ergebnisse sind in gleicher Weise ungünstig wie mit der Hamburger Kieselgur, und dies ist wohl der unwiderlegbarste Beweis dafür, daß weder der Hamburger Kieselgur noch dem dänischen Moler eine Aktivität zum Kalk in dem Sinne innewohnt, wie man es von einer natürlichen und auch unter besonderen Verhältnissen künstlichen Puzzolane erwarten kann. Hierdurch erübrigt sich vollständig ein weiteres Eingehen auf die von Herrn Poulsen angeführten Äquivalenzahlen zwischen der löslichen Kieselsäure seines Molers und dem Kalke. Wenn daher Herr Poulsen behauptet, unter dem Einflusse von Moler würde, ebenso wie bei Traß, die Alkalität im Zement herabgesetzt, dann irrt er gewaltig. Dem Moler kommt vielmehr, was am besten die mit ihm von mir angestellten Spezialuntersuchungen erwiesen haben, keine chemische Wirkung im Poulsenschen Sinne zu. Der Moler ist vielmehr, und damit möchte ich mich mit Herrn Poulsen als genügend auseinanderzusetzen erklären, ein vielleicht unter gewissen Verhältnissen brauchbarer Stoff als Zusatz zum Zementmörtel. Hierbei ist es aber eine Voraussetzung, daß die mit dänischer Molereerde und Zement hergestellten Bauwerke, und besonders solche im Seewasser, auch nach vieljähriger Erhärtung die gleichen guten Erfahrungen zeitigen, wie solche jetzt von Herrn Poulsen auf Grund seiner angestellten praktischen Untersuchungen bei jütländischen Seeküstenbauten angenommen werden. Grundsätzlich muß sich der bauleitende Ingenieur aber immer dabei vorstellen, daß die dänische Molereerde ebensowenig wie die Hamburger Kieselgur oder sonst eine Diatomeerde keinen chemischen, sondern nur einen mechanischen Einfluß im Mörtel ausüben. Daraus folgt, daß ich ganz im Rechte bin, wenn ich sage, daß alle diese bezeichneten Stoffe nicht den Namen Puzzolane verdienen, und ist es daher nur zu bedauern, wenn Arbeiten, wie solche von Poulsen, in der Welt durch einen Titel verbreitet werden, der wegen seiner irreführenden Richtung die beteiligten Kreise nur zu beunruhigen geeignet ist.

Für Deutschland kommt ja die Verwendung weder des dänischen Molers noch einer Diatomeerde für den Mörteltechniker bzw. bei der Zementfabrikation in Betracht. Denn für die Verhältnisse dort besitzen wir in dem rheinischen Traß ein wirkliches chemisch aktives Mörtelmittel von einer Bewährung, die auf Jahrtausende zurückblicken kann, und das vor allen Dingen auch noch den besonderen Vorzug der Billigkeit gegenüber jeder Diatomeerde in der praktischen Anwendung hat.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der Mitherausgeber dieser Zeitschrift, Professor Max Foerster, zurzeit Rektor magnificus der Technischen Hochschule in Dresden, ist vom König von Sachsen zum Geheimen Hofrat ernannt worden.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dr. M. Ritter von Thullie. Weitere Versuche mit exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen. Mit 56 Textabbildungen und 2 Tafeln. Preis M 7,—. Leipzig und Wien. Verlag von Franz Deuticke. 1. Vereinsbuchdruckerei in Lemberg, Lindgasse 4. 1912.

J. A. van der Kloes, Prof. Anleitung für den Maurer. Preis M 3,50. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Berlin NW. 21, Dreysestr. 4.

Zum Schlusse dann nur noch wenige Worte zu der Poulsenschen Behauptung, daß er wirklich der „Schöpfer“ der Methode sei für das fabrikmäßige Zusammenmahlen von Diatomeerde mit den Zementklinkern. Allerdings hat wohl kaum jemand vor ihm, und zwar mit vielem Recht, die Diatomeerde als einen Körper für Mörtelung angesehen. Dagegen ist das Zusammenmahlen zwischen wirklicher Puzzolane, z. B. Traß, und Zementklinkern sowie auch von besonders geeignetem gebranntem Ton und diesen durchaus nicht neu, und ich habe darauf ja auch in meiner vorausgegangenen Arbeit hingewiesen, indem ich bemerkte, daß ich schon vor einer langen Reihe von Jahren, also viel früher wie Poulsen, einer der ersten deutschen Portlandzementfabriken den Rat gab, rohen Traß, d. i. Tuffstein, direkt mit den Zementklinkern zu vermahlen, um so durch die günstigste Lagerung der Massenteilchen die höchste Affinität (Vereinigungsbestreben) beider Körper hervorzurufen. So verdient deshalb Herr Poulsen, und ich kann ihm leider dieses nicht ersparen, auch noch den Vorwurf, daß er für sich eine Idee beansprucht, die andere längst vor ihm gehabt haben.

Ich bin nun mit meinen vorliegenden Erklärungen Herrn Poulsen gegenüber bezüglich des behandelten Gegenstandes am Ende, und ich hoffe, daß ihn meine heutige Widerlegung doch noch zur Umkehr auf dem falschen Wege veranlassen wird. Jedenfalls werde ich auf etwaige weitere Zuschriften von ihm nicht mehr zurückkommen, da für mich nach jeder Richtung hin die Diatomeerdeangelegenheit erledigt ist.

Die Schriftleitung des „Arm. Beton“ erachtet hiermit die in den voranstehenden Zuschriften behandelte Streitfrage — soweit ihre Leser an ihr ein Interesse haben — als ausreichend besprochen; sie möchte nur noch auf zwei Punkte hinweisen, einmal auf die Ausführungen von Dr. August Dyckerhoff in seinem Vortrage auf dem Deutschen Betontage im Februar dieses Jahres, in dem er sich dahin ausspricht, daß der Zusatz von Kieselgur vorwiegend mechanische Einflüsse auf den Mörtel auszuüben scheine, und das andere Mal auf eine der Schriftleitung von Prof. Dr. Hannover-Kopenhagen zugegangene Mitteilung, aus der hervorgeht, daß das Wort Diatomeerde sich erstmalig im Jahre 1805 als Benennung für Kieselgur findet und von de Candolle in diesem Sinne erstmalig verwendet wurde (vgl. Arm. Beton 1912, Heft 12).

M. Foerster.

Reg.-Baum. a. D. Th. Rümelin. Wasserkraftanlagen. 3 Bändchen. Band I: Beschreibung von Wasserkraftanlagen. Mit 66 Fig. Band II: Gewinnung der Wasserkraft. Mit 35 Fig. Band III: Bau und Betrieb von Wasserkraftanlagen. Mit 58 Fig. (Sammlung Götschen Nr. 665, 666, 667) G. J. Götschensche Verlagsbandlung G. m. b. H. in Berlin und Leipzig. Preis jedes Bändchens in Leinwand geb. 90 Pf.

M. Rudeloff, Geh. Reg.-Rat, Prof. Untersuchungen über die Längenänderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel. Mit 36 Textabbildungen und 32 Zusammenstellungen. Heft 23. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton. Preis geh. M 5,60. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 66, Wilhelmstr. 90.

Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf, Ing. Spannung  $\sigma_{bz}$  des Betons in der Zugzone von Eisenbetonbalken unmittelbar vor der Rißbildung. Heft 24 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Preis geh. M 2,80. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.